République Algeriienne Démocratique et Populaire
Université M'hamed bougara de Boumerdes
Faculté des sciences de l'ingénieur
département de Génie Civil
Cellule LMD

Mémoire pour l'obtention du Diplôme
De Master en génie civil
Option : structure

Thème

INFLUENCE DU MODE DE TORSION SUR LA REPONSE DES STRUCTURES EN BETON ARME A OSSATURE MIXTE

Présenté et soutenu en juillet 2017 par :

DAHMANI ZAKI

MOUSSOUNI MOHAMED

PROMOTRICE : M^{me}. DJAALALI

ANNEE UNIVERSITAIRE 2016 – 2017

REMERCIEMENT

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

- *Avant tout, nous remercions DIEU pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*
- *A nos parents qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*
- *A notre promotrice M^me^ : DJAALALI, pour avoir accepter de nous guider sur le bon chemin de travail.*
- *Aux membres du jury, pour avoir accepté de juger notre travail.*
- *A tous les enseignants du département du Génie Civil.*
- *A tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce travail.*

ZAKI et MOHEMED

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.

A tous mes frères et sœurs (zinou, rima, yazid, kenza).

A mes oncles et tantes.

A toute ma famille sans exception (dahmani et lounaouci).

A mon binôme le très cher frère MOHAMED et sa famille.

A mes amis sans exception et particulièrement les étudiants de génie civil.

Zaki

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.

A mon frère smail.

A tous mes sœurs (nassima, dripha, ouiza, farida, hafida, zakia, imane).

A mes oncles et tantes.

A toute ma famille sans exception (moussouni et sedda).

A mon binôme et frère ZAKI et sa famille.

A mes amis sans exception et particulièrement les étudiants de génie civil.

mohamed

Sommaire

Introduction Générale ……1

Chapitre I : Présentation du projet :

I.1. INTRODUCTION ……2

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ……3

I.3. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX ……3

I.3.1. béton ……3

I.3.2. aciers ……5

Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges :

II.1. INTRODUCTION ……8

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS ……8

II.3. ESTIMATION DES CHARGES ET SURCHARGES ……9

II.4. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES ……11

II.5. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX ……12

II.6. PREDIMENSIONNEMENT DE VOILE ……18

II.7. PREDIMENSIONNEMENT D'ESCALIER ……19

Chapitre III : Etude des éléments secondaires :

III.1. INTRODUCTION ……22

III.2. ETUDE DE BALCON ……22

III.3. ETUDE D'ESCALIER ……23

III.4. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE ……30

III.5. ETUDE DE PLANCHER ……35

III.6. CALCUL DE LA DALLE DE LA SALLE MACHINE ……54

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique de la structure:

IV.1. INTRODUCTION 60

IV.2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE 60

IV.2.1. Présentation du logiciel de calcul (ETABS) 60

IV.2.2. Modélisation de la structure 61

IV.2.3. Les différents types d'analyses disponibles dans ETABS 61

IV.2.4. Démarche de modélisation sur le logiciel ETABS 61

IV.3. STRUCTURE 01 62

IV.3.1. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure 62

IV.3.2. Étude sismique 69

IV.3.3. Méthode d'analyse modale spectrale 70

IV.3.3.1. Spectre de réponse de calcul 70

IV.3.3.2. Correction de coefficient de comportement 72

IV.3.3.3. Résultante des forces sismiques de calcul 73

IV.3.4. Vérification de l'exigence de RPA99/version2003 74

IV.3.4.1. Vérification de l'effort tranchant modal à la base 74

IV.3.4.2. Vérification des déplacements latéraux inter-étages 75

IV.3.4.4. Vérification de l'effort normal réduit 77

IV.3.4.5.Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ 77

IV.3.4.6. vérification de la participation massique 79

IV.3.4.7. vérification de déplacement maximal 79

IV.3.4.8. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 80

IV.3.4.9. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble 81

IV.3.5. Conclusion 82

IV.4. STRUCTURE 02 83

IV.4.1. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure 83

VI.4.2. Étude sismique 88

VI.4.3. Méthode d'analyse modale spectrale 89

VI.4.3.1. Spectre de réponse de calcul 89

IV.4.3.2. Correction de coefficient de comportement 91

IV.4.3.3. Résultante des forces sismiques de calcul 92

IV.4.4. Vérification de l'exigence de RPA99/version2003 92

IV.4.4.1. Vérification de l'effort tranchant modal à la base 92

IV.4.4.2. Vérification des déplacements latéraux inter-étages 94

IV.4.4.3. Vérification de l'effort normal réduit 96

IV.4.4.4.Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ 96

IV.4.4.5. vérification de la participation massique 98

IV.4.4.6. vérification de déplacement maximal 98

IV.4.4.7. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 99

IV.4.4.8. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble:(RPA99/VERS03 Art.5.5.).....100

VI.4.4.9. Conclusion 101

Chapitre V : analyse comparatives:

V.1. INTRODUCTION 102

V.2. EFFORT TRANCHANT TOTALE 103

V.3. EFFORT TRANCHANT PAR CHAQUE ETAGE 104

V.4. DISTRIBUTION DE L'EFFORT TRANCHANT ENTRE LES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT A TOUS LES ETAGES (SENS X-X) ……..…..……..106

V.5. DISTRIBUTION DE L'EFFORT TRANCHANT ENTRE LES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENTA TOUS LES ETAGES (SENS Y-Y) 109

V.6. EFFORT TRANCHANT ET MOMENT DE FLEXION 111

V.7. COCLUSION 112

Chapitre VI : ferraillages des éléments structuraux:

V.1. INTRODUCTION 113
VI.2. CALCUL DU FERRAILLAGE POUR LA STRUCTURE 01 113
VI.2.1. Ferraillage des poutres 113
VI.2.1.1 Recommandations 113
VI.2.1.2. Exemple de calcul 114
VI.2.1.3. les sollicitations 116
VI.2.1.4. ferraillage 116
VI.2.1.4.1. Poutre non lie aux voiles 116
VI.2.1.4.2. Poutre lié aux voiles 118
VI.2.1.5. Vérifications à l'ELS 119
VI.2.1.5.1. Poutres non lié aux voiles 119
VI.2.1.5.2. poutres lié aux voiles 121
VI.2.1.6. Schéma de ferraillage 122
VI.2.2. Ferraillage des poteaux 125
V.2.2.1. Les combinaisons d'action 125
V.2.2.2. Ferraillage 125
V.2.2.3. Exemple de calcule 127
V.2.2.4. Vérification 132
V.2.2.5. schéma de ferraillage 134
VI.2.3. Ferraillage des voiles 136
VI.2.3.1. Rôle des voiles 136
VI.2.3.2. combinaison 137

VI.2.3.3. Prescriptions imposées selon le RPA99 137

VI.2.3.4. Règles communes 138

VI.2.3.5. Les Vérification 138

VI.2.3.6. Méthode de calcul 139

VI.2.3.7. Exemple de calcul 141

VI.2.3.8. Ferraillage des voiles et les vérifications 142

VI.2.3.9. schéma de ferraillages des voiles 139

VI.4. CALCUL DU FERRAILLAGE POUR LA STRUCTURE 02 152

VI.4.1. Ferraillage des poteaux Pour la structure 02.....152

V.4.2. Vérification 155

V.4.3. schéma de ferraillage 157

VI.5. ESTIMATION DU COUT 158

Liste des figures

Figure I.1. Diagramme contraintes-déformation à L'ELU 4
Figure I.2. Diagramme contraintes-déformation à L'ELS.....5
Figure I.3. Diagramme contraintes-déformation de l'acier à L'ELU 6

Figure II.1. Coupe verticale d'un plancher 9
Figure II.2. Dimensions de la poutre 11
Figure II.3. Dégression des charges d'exploitation 13
Figure II.4. Coupe voile en élévation 19
Figure II.5. Coupes de voiles en plan pour différents cas 19
Figure II.6. Schéma descriptif de l'escalier 19
Figure II.7. Schéma statique de calcule 21
Figure II.8. Vu en plan de l'escalier 21

Figure III.1. schemas statique du balcon 22
Figure III.2. À L'E.L.U 24
Figure III.3. À L'E.L.S 24
Figure III.4. Schémas de ferraillage de balcon 25
Figure III.5. schéma d'escalier 29
Figure III.6. Distribution des charges 29
Figure III.7. Plan de ferraillage de l'escalier 30
Figure III.8. Schéma de ferraillage de la poutre palière 34
Figure III.9. Schéma statique de la coupe de plancher 35
Figure III.10. Treillis soudés (20x20) cm^2 36
Figure III.11. Schéma de la poutrelle 37
Figure III.12. Schéma de la travée 37
Figure III.13. Schéma statique de la poutrelle type 1 40

Figure III.13. Schéma statique de la poutrelle type 1 40

Figure III.15. Schéma de ferraillage de poutrelle 53

Figure III.16. Schéma de l'ascenseur 54

Figure III.17. Schéma représente les déférentes dimensions de la dalle machine 54

Figure III.18. Schéma de ferraillage de la dalle machine 59

Figure IV.1. La vue en 3-D de notre bâtiment 66

Figure IV.2. 1er mode de vibration 67

Figure IV.3. 2eme mode de vibration 68

Figure IV.4. 3eme mode de vibration 68

Figure IV.5. Vérification de déplacement maximal 79

Figure IV.6. La vue en 3-D de notre bâtiment 84

Figure IV.7. 1er mode de vibration 86

Figure IV.8. 2eme mode de vibration 87

Figure IV.9. 3eme mode de vibration 87

Figure IV.10. Vérification de déplacement maximal 98

Figure V.1.La vue en plan de la structure 01 102

Figure V.2.La vue en plan de la structure 02 103

Figure V.3. Augmentation de l'effort trenchant à la base entre STR01 et STR02 ……..…..104

Figure V.4. Comparaison de l'effort tranchant pour chaque étage
entre STR01 et STR02 sens X-X 105

Figure V.5. Comparaison de l'effort tranchant pour chaque étage
entre STR01 et STR02 sens Y-Y 106

Figure V.6. Histogramme de l'effort tranchant entre les éléments de contreventement 108

Figure V.7. Histogramme de l'effort tranchant entre les éléments de contreventement 111

Figure VI.1. Schéma de ferraillage des poutres non liées aux voiles 123

Figure VI.2. Schéma de ferraillage des poutres liées aux voiles 124

Figure VI.3. Schéma de ferraillage des poteaux STR01 135

Figure VI.4. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales 136

Figure VI.5. Schéma de ferraillage de voile ……..151

Figure VI.7. Schéma de ferraillage des poteaux 158

Figure VI.8. Schéma de ferraillage des poteaux STR01 158

Figure VI.9. La file de poteau adopte pour la comparaison de cout 159

Liste des tableaux

Tableau II.1. Les sollicitations de poteau d'angle 14

Tableau II.2. Le prédimensionment de poteau d'angle ……..16

Tableau II.3. Le prédimensionment de poteau de rive ……16

Tableau II.4. Le prédimensionment de poteau de centre ……..……..17

Tableau III.1. Les moments et les efforts tranchant 24

Tableau III.2. Ferraillage a l ' E L U 25

Tableau III.3. Descente de charge au niveau de palier 27

Tableau III.4. Charge permanente et d'exploitation au niveau de palier 27

Tableau III.5. Descente de charge au niveau de paillasse 28

Tableau III.6. Charge permanente et d'exploitation au niveau de paillasse 28

Tableau III.7. Les combinaisons de charge 28

Tableau III.8. Calcule de la section d'acier en travée 30

Tableau III.9. Calcule de la section d'acier en appui 31

Tableau III.10. Calcul de la section d'acier en travée 32

Tableau III.11. Calcul de la section d'acier en appui 32

Tableau III.12. Les moments et l'effort tranchant à L' ELU de 1^{er} type 42

Tableau III.13. Les moments et l'effort tranchant à l'ELU de 2^{eme} type 43

Tableau III.14. Les moments et l'effort tranchant à L' ELS de 1^{er} type 44

Tableau III.15. Les moments et l'effort tranchant à L' ELS de 2^{eme} type 46

Tableau III.16. Les moments de calcules 48

Tableau III.17. Ferraillage en travée 49

Tableau III.18. Ferraillage en appui 49

Tableau III.19. Vérification des contraintes de béton 52

Tableau III.20. Les formules des coefficients μ_x et μ_y 56

Tableau .III.21. Vérification de la Contrainte de compressions dans le béton 58

Tableau IV.1. Centre de masse et centre de rigidité 64
Tableau IV.2. Périodes et facteurs de participation massique 65
Tableau IV.3. Valeurs des pénalités P_q 71
Tableau IV.4. Répartition des charges verticales 72
Tableau IV.5. Répartition des charges horizontales 72
Tableau IV.6. Résultats donnée par ETABS 75
Tableau IV.7. Résultats des déplacements inter-étages sens X-X 76
Tableau IV.8. Résultats des déplacements inter-étages sens Y-Y 76
Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit 77
Tableau IV.10. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X-X 78
Tableau IV.11. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y-Y 78
Tableau IV.12. Vérification de la participation massique 79
Tableau IV.13. Distribution de la résultante des forces sismiques 81
Tableau IV.14. Effort tranchant et Moment de renversement 82
Tableau IV.15. Vérification de l'équilibre d'ensemble 82
Tableau IV.16. Centre de masse et centre de rigidité 83
Tableau IV.17. Périodes et facteurs de participation massique 84
Tableau IV.18. Valeurs des pénalités P_q 90
Tableau IV.19. Répartition des charges verticales 91
Tableau IV.20. Répartition des charges horizontales 91
Tableau IV.21. Résultats donnée par ETABS 93
Tableau IV.22. Résultats des déplacements inter-étages sens X-X 95
Tableau IV.23. Résultats des déplacements inter-étages sens Y-Y 95
Tableau IV.24. Vérification de l'effort normal réduit 96
Tableau IV.25. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X-X 97
Tableau IV.26. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y-Y 97
Tableau IV.27. Vérification de la participation massique 98
Tableau IV.28. Distribution de la résultante des forces sismiques 100

Tableau IV.29. Effort tranchant et Moment de renversement 101
Tableau IV.30. Vérification de l'équilibre d'ensemble 101

Tableau V.1. Tableau des modes pour la structure 01 102
Tableau V.2. Tableau des modes pour la structure 02 103
Tableau V.3. L'augmentation de l'effort tranchant à la base 103
Tableau V.4. L'augmentation de l'effort tranchant à la base 105
Tableau V.5. Distribution de l'effort tranchant entre les éléments de contreventement 107
Tableau V.6. Distribution de l'effort tranchant entre les éléments de contreventement 109
Tableau V.7. Moment et effort tranchant dans le poteau et le voile 111
Tableau V.8. Moment et effort tranchant dans le poteau et le voile 112
Tableau V.7. Augmentation des sollicitations selon X-X 112
Tableau V.8. Augmentation des sollicitations selon Y-Y 112

Tableau VI.1. Sollicitations de la poutre principale non lié au voile 116
Tableau VI.2. Sollicitations de la poutre secondaire non lié au voile 116
Tableau VI.3. Sollicitations de la poutre principale lié au voile 116
Tableau VI.4. Sollicitations de la poutre secondaire liée au voile 116
Tableau VI.5. Ferraillage de la poutre principale non lié au voile 117
Tableau VI.6. Ferraillage de la poutre secondaire non lié au voile 117
Tableau VI.7. Ferraillage de la poutre principale lié au voile 118
Tableau VI.8. Ferraillage de la poutre secondaire lié au voile 118
Tableau VI.9. Vérification Des Contraintes 120
Tableau VI.10. Vérification Des Contraintes 121
Tableau VI.11. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques STR01 125
Tableau VI.12. Ferraillage minimale est maximal STR01 126
Tableau VI.13. Ferraillages longitudinale des poteaux STR01 130
Tableau VI.14. Le choix final des armatures STR01 130

Tableau VI.15. Vérification de la contrainte de cisaillement dans la zone courante STR01 132
Tableau VI.16. Vérification de la contrainte de cisaillement dans la zone nodal STR01 132
Tableau VI.17. Ferraillage transversal STR01 132
Tableau VI.18. Vérification de la condition de non fragilité STR01 133
Tableau VI.19. Vérification des contraintes de béton STR01 134
Tableau VI.20. Caractéristique géométrique des voiles 140
Tableau VI.21. Tableau des sollicitations de voile L=1.15m 142
Tableau VI.22. Tableau des sollicitations de voile L=2.00m 143
Tableau VI.23. Tableau des sollicitations de voile L=2.50m 143
Tableau VI.24. Tableau des sollicitations de voile(ASC) L=1.70m 144
Tableau VI.25. Tableau de ferraillage de voile L=1.15m 145
Tableau VI.26. Tableau de ferraillage de voile L=2.00m 146
Tableau VI.27. Tableau de ferraillage de voile L=2.50m 147
Tableau VI.28. Tableau de ferraillage de voile(ASC) L=1.70m 148
Tableau VI.29. Ferraillage minimale est maximal STR02 152
Tableau VI.30. Ferraillages longitudinale des poteaux STR02 153
Tableau VI.31. Le choix final des armatures STR02 153
Tableau VI.32. Vérification de la contrainte de cisaillement dans la zone courante STR02 155
Tableau VI.33. Vérification de la contrainte de cisaillement dans la zone nodal STR02 155
Tableau VI.34. Ferraillage transversal STR02 155
Tableau VI.35. Vérification de la condition de non fragilité STR02 156
Tableau VI.36. Vérification des contraintes de béton STR02 157
Tableau VI.37. Tableaux de cout 159

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

Le nord de l'Algérie est un grand centre urbain, administratif, industriel, commercial, militaire. Il est donc nécessaire d'accorder une attention particulière pour les protéger contre le phénomène sismique.

Afin de réduire les effets du séisme sur les constructions, il est nécessaire de comprendre le comportement de ces derniers face à l'action sismique. Pour ce faire, la détermination des paramètres ayant une influence sur la réponse sismique structures est nécessaire.

La torsion des bâtiments constitue est complexe et c'est un problème majeur. Elle doit être bien pris en charge par les concepteurs afin d'éviter des dommages importants aux constructions.

L'objectif de ce travail consiste à montrer dans quelle mesure la conception de la structure peut influencer les réponses du bâtiment en terme de déformation et de sollicitations qui engendre un cout supplémentaire et peut mettre péril la sécurité des occupants. En effet le mode torsion engendre des sollicitations supplémentaires aux ouvrages lorsque ce dernier se présente en tant que mode fondamentale.

Afin de montrer l'influence de la torsion nous avons considéré deux bâtiments en béton armé à ossature mixte de moyenne hauteur (SS+R+ 7). Dans un bâtiment nous avons considérer le mode de torsion comme 3eme mode et dans le second bâtiment le mode de torsion est le mode fondamental. Le calcul du ferraillage induit par cette conception (augmentation du ferraillage) est alors estime ainsi que le cout.

Pour ce faire, nous avons présenté notre travail en six chapitres organisé comme suit :

- Une introduction générale donnant le contexte et les objectifs de l'étude.
- Le chapitre 1 : présentation de l'ouvrage.
- Le chapitre 2: présente le pré dimensionnement des structures.
- Le chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires.
- Le chapitre 4: Etude dynamique et sismique.
- Chapitre 5: Présente une analyse comparative : Analyse des sollicitations en termes d'effort tranchant pour les deux bâtiments.
- Chapitre 6: Présente le calcul du ferraillage pour les deux structures ainsi qu'une estimation du cout supplémentaire engendrée par le mode de torsion.
- Enfin, une conclusion et des suggestions pour des travaux futures sont présentées dans la conclusion générale.

Chapitre 1 :

Présentation du projet et des caractéristiques mécaniques des matériaux

I.1. INTRODUCTION :

La structure étudiée est composée d'un seul bloc de (Sous-sol+RDC+7 étages) d'importance moyenne (groupe 2), à usage d'habitation, Réalisé sur un sol meuble (catégorie S_3) ; il est implanté à Boumerdès centre. Classé selon le (RPA99version2003) comme une zone de sismicité élevée (Zone III).

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Notre bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan.

I.2.1. Caractéristiques géométriques :

❖ **Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment…….....27,54 m
- Hauteur du sous-sol……..3,06m
- Hauteur du rez-de-chaussée……..... 3,06 m
- Hauteur de l'étage courant ……..3,06 m

❖ **Dimensions en plan :**

- Longueur totale en plan ……21,40 m
- Largeur totale en plan ……16,80 m

I.2.2. description structurale

➢ **L'Ossature :**

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens; donc d'après (RPA 99 version 2003) le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ».

➢ **Classification du bâtiment selon (RPA 99 versions 2003) :**

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « groupe 2 », car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

➢ **Le Plancher :**

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté deux type de plancher:

- Plancher en corps creux.
- Plancher dalle plein.

➢ **Les Escaliers :**

La structure comporte une seule cage d'escalier du sous /sol au 7ème étage, l'escalier est à volée droite (constitué de deux volées et de paliers).

➢ **La Maçonnerie :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparée par une âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

I.3. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99version 2003 et CBA93).

I.3.1. Béton ;

a. Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau.

La composition courante de 1 m^3 de béton est: En KG

- 350 Kg de ciment CPJ 325
- 600 Kg de sable $D_g \leq 5$ mm
- 1200 Kg de gravillon $5mm \leq Dg \leq 25$ mm
- 175 Kg d'eau de gâchage.

b. Résistance du béton :

b.1. Résistance du béton à la compression:

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «J» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm² de section et de 32 cm de hauteur.

$$j \leq 28\,jours \rightarrow f_{cj} = 0{,}685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28\,jours \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j \succ 28\,jours \rightarrow f_{cj} = 1{,}1 f_{c28}$$

Pour notre étude on a : f_{c28} =25 MPa

b.2. Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ;

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \qquad (MPa)$$

f_{c28} =25 MPa, on trouve f_{tj} = 2,1 MPa

c.Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de ‟Young” ou ‟module de déformation longitudinal”, il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000\left(f_{cj}\right)^{1/3} \qquad (f_{cj}; E_{ij} : en\,MPa)$$

c.2. Module d'élasticité différé «E_{vj}» :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700\left(f_{cj}\right)^{1/3}$$

Pour notre cas: $f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164{,}20MPa \\ E_{vj} = 10721{,}40MPa \end{cases}$

d. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

- E.L.U : ν =0,0 calcul des déformations (béton fissuré).
- E.L.S : ν =0,2 calcul des déformations (béton non fissure).

γ_b =1,15

Cas des situations accidentelles……..... f_{bu} = 18,48 MPa

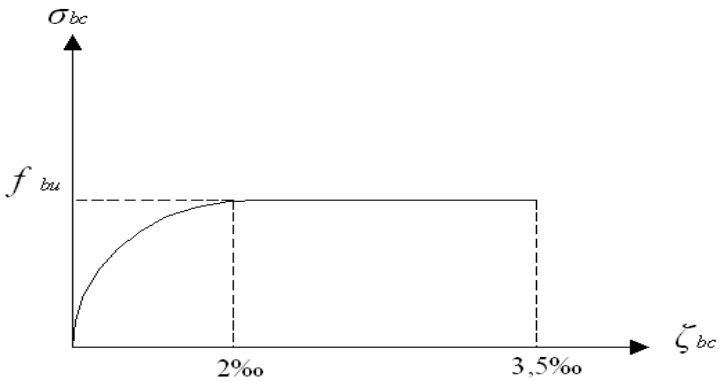


Figure.I.1: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

e. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue:

La contrainte limite de service est donnée par :

- $\sigma_{bc} = 0{,}6\, f_{c28}$
- f_{c28} =25 MPa on trouve : $\sigma_{bc} = 15MPa$

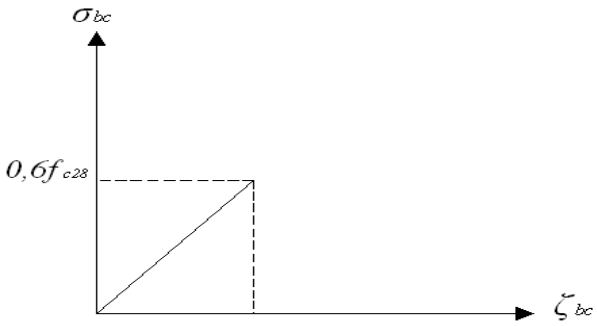


Figure.I.2: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS

I.3.2. aciers :

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les sections de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les sections en béton armé sont :

- Barres à haute adhérences (HA) : FeE40.
- Treillis soudés (TS) : TLE52 ∅ =6 mm pour les dalles.

a. Les limites élastiques :

- Barres à haute adhérence (HA) : f_e =400 Mpa.
- Treillis soudés (TS) : f_e= 520MPa.

b. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

Es = $2{,}1.10^5$Mpa

c. Les contraintes limites de calcul :

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

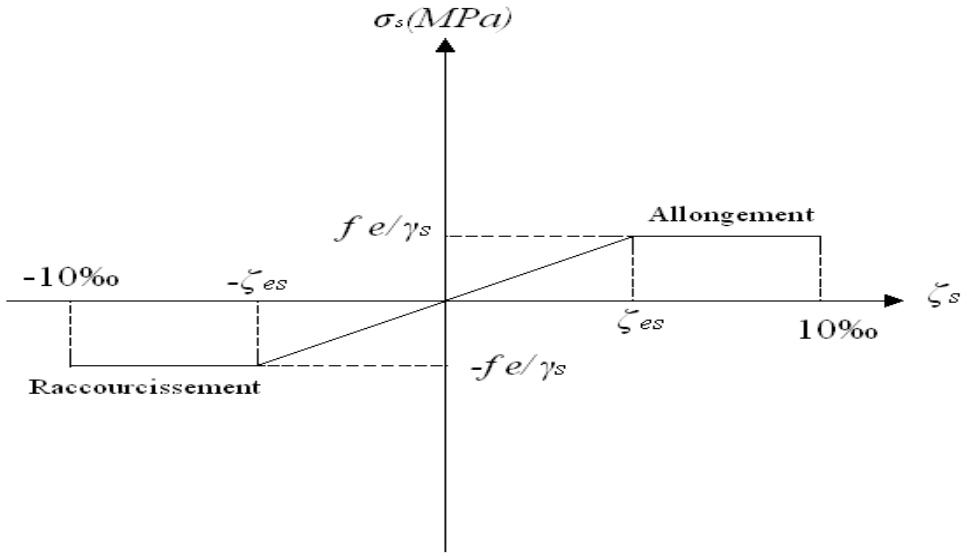


Figure.I.3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

fe: Contrainte limite élastique.

ξs : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\xi_{es} = \frac{fe}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1{,}15 & Ca\ des\ situations\ durables\ ou\ transitoires \\ 1{,}00 & Cas\ des\ situations\ accidentelles \end{cases}$$

Pour les aciersFeE400 on a : $\zeta_{es} = \frac{400}{1{,}15 \times 2{,}1.10^5} = 1{,}74‰$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable: $\bar{\sigma} \leq \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{n f_{t28}}\right\}$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma} \leq \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 90\sqrt{n f_{t28}}\right\}$

η : Coefficient de fissuration

η =1,00 pour les aciers ronds lisse.

η =1,60 pour les aciers à haute adhérence.

d. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

Es : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

Chapitre 2 :

Prédimensionnement des éléments et descente des charges

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres etc.) d'une structure est une étape primordiale dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

Pour pouvoir pré dimensionner les éléments on tiendra compte de prescription apportée par le règlement PRA 2003, et cette opération a pour but de déterminer un bon dimensionnement des différents éléments de notre structure, qui répond aux exigences réglementaires.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement, les parties concernées par le pré-dimensionnement sont : les planchers, les voiles, les poteaux, les poutres et les escaliers.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Les planchers sont des éléments horizontaux de faibles épaisseurs,

Ils jouent un rôle très important dans la stabilité de la Structure.

Ainsi ils :

- Transmettent les charges qui leurs sont directement appliquées aux éléments porteurs.
- Assurent des sollicitations des rotations et des déplacements moins un portantes dans les éléments verticaux.
- Possèdent une bonne isolation thermique.

Pour notre cas nous avons adopté un plancher à corps creux.

plancher à corps creux : Il est constitué d'un corps creux, une dalle de compression en béton armé coulé sur place reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée.

- **Selon la condition de la flèche :**

$$h_t \geq \min (L_{x\,max}, L_{y\,max}) / 22.5.$$

Avec : h_t : l'épaisseur du plancher.

L : Représente la plus grande portée dans le sens des poutrelles (sens secondaires),

Dans notre cas:

L =350cm donc $h_t \geq 15.55$ m.

On prend h_t =20 cm et on adopte un plancher de type (16+4) cm :

Avec : 16 cm → corps creux.

4 cm → la dalle de compression.

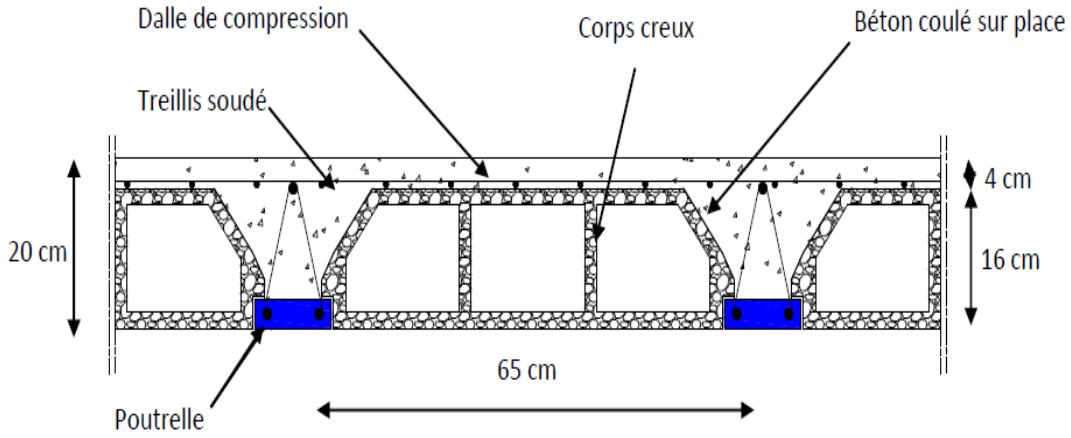


Figure II-1 : Coupe verticale d'un plancher

- **Vérification selon RPA :**

- résistance au feu h_t =20 cm > e =17.5 cm ➔ coup de feu > à 3h

- isolation phonique h_t =20 cm > e =16 cm ➔ condition vérifier.

II.3. ESTIMATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

II.3.1. les planchers :

a. Planchers terrasses :

- **Les charges permanentes :**

1- Gravillon de protection (e=4cm) ……..……(0.04).(20) =0,80 KN /m^2

2- Etanchéité multicouche (e=2cm) ……..……(0.02).(6) = 0,12 KN /m^2

3- Forme de pente (e=11cm) ……..…….....…(0.11).(22) =2,42 KN /m^2

4- Isolation thermique (e=4cm) …..….....…(0.04).(4) =0,16 KN /m^2

5- corps creux (e=16+4cm) ….....(0.2).(14) =2,80 KN /m^2

6- Enduit de plâtre (e=2cm) ….....….....…(0.02).(10) =0,20 KN /m^2

∑G= 6,50 KN /m^2

- **Les charges d'exploitations :**

Q =1KN/ m^2

b. Planchers courants :

- **Les charges permanentes :**

1- Carrelage (e=2cm)…….... (0,02) .(22) = 0.44 KN /m^2

2- mortier (e=2cm)…….. (0,02). (20) = 0,40 KN /m^2

3- lit de sable (e=3cm)…… (0,03). (18) = 0,54 KN / m^2

4-corps creux (e=20cm) …..... (0.2).(14) = 2.80 KN /m^2

5- enduit de plâtre (2 cm) …….. (0,02). (10) = 0,20 KN /m^2

6-cloisons légères (e=10)…….. (0,1). (10) =1 .00 KN /m^2

∑ G= 5.4 KN /m²

- **Les charges d'exploitations :**

Q =1.5KN/ m^2

II.3.2. la maçonnerie :

a. Mur à double cloison :

1- Briques creuses (e=15cm)……(0,15).(9) =1,35 KN /m^2

2- Briques creuses (e=10cm)……(0,10).(9) =0,90 KN /m^2

3- Enduit en plâtre intérieur (e=2cm)…… (0,02). (10) = 0,20 KN /m^2

4- Enduit en ciment extérieur (e=2cm)…… (0,02).(18) = 0,36 KN /m^2

∑*G = 2,81* KN */m^2*

b. Mur à une seule cloison :

1- Briques creuses (e=10cm)……..……(0,10).(9) = 0,90 KN /m^2

2- Enduit en plâtre (e=2cm)…….. …… (0,02).(10) = 0,20 KN /m^2

3- Enduit en plâtre (e=2cm)…… . ……(0,02).(10) = 0,20 KN /m^2

∑ = *1,30* KN / m^2

II.3.3. Les balcons :

- **Charge permanente :**

1. Carrelage (e=2cm)……..……. (0,02). (22) 0,44 KN /m²
2. Mortier de pose (e=2cm)……..…... (0,02). (20) 0,40 KN /m²
3. Lit de sable (e=2cm)…….…..... (0,02). (20) 0,54 KN /m²
4. Dalle en BA (e=15cm)……..... (0,15). (25) 3,75 KN /m²
5. Enduit de ciment (e=3.6cm)…..... (0,036). (10) 0,36 KN /m²

∑ G = 5,50 KN /m²

- **Les charges d'exploitations :**

Q =3.5 KN /m²

II.4. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91, et vérifiées selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA99ver03);

Les étapes précédentes sont résumées comme suit :

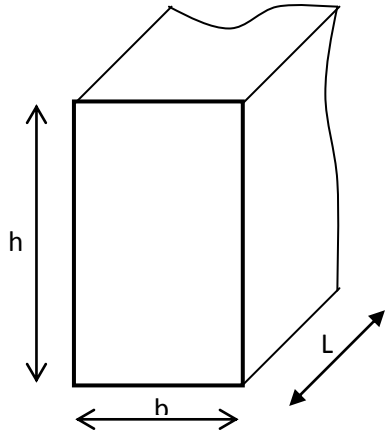


Figure II.2.Dimensions de la poutre

A. selon les règles BAEL :

- La hauteur h de la poutre doit être :

$$\frac{L}{15} \leq \quad h \quad \leq \frac{L}{10}$$

- La largeur b de la p outre doit être : $0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$

Avec :

- ♦ L : portée de la poutre
- ♦ h : hauteur de la poutre
- ♦ b : largeur de la poutre

B. selon le RPA 99Ver2003 pour la zone III :

- ♦ La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30cm$
- ♦ La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20cm$
- ♦ Le rapport hauteur largeur doit être $\frac{h}{b} \leq 4$

❖ **Poutre porteuse : L_{max} =4,1m :**

$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27.33 \leq h \leq 41 \Rightarrow$ On prend le h=40 cm

$0,3.40 \leq b \leq 0,7.40 \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \Rightarrow$ On prend le b=25 cm

Vérification selon le RPA:

h =40 cm ≥ 30 cm

b =25 cm ≥ 20 cm. $\Rightarrow$ Les (03) conditions sont vérifiées.

$\frac{h}{b} = 1.60 \leq 4$

❖ **poutre non porteuse : l_{max} =3,5m :**

$$\frac{350}{15} \le h \le \frac{350}{10} \Rightarrow 23.33 \le h \le 35 \Rightarrow \text{On prend le} \quad h=35\ \text{cm}$$

$$0{,}3.35 \le b \le 0{,}7.35 \Rightarrow 10.5 \le b \le 24.5 \Rightarrow \text{On prend le} \quad b=20\ \text{cm}$$

Vérification selon le RPA :

$$\begin{cases} h = 35\ \text{cm} \ge 30\ \text{cm} \\ b = 20\ \text{cm} \ge 20\ \text{cm}. \Rightarrow \text{Les (03) conditions sont vérifiées.} \\ \frac{h}{b} = 1.75 \le 4 \end{cases}$$

Conclusion :

- Poutre porteuse : $b \times h = (30 \times 40)\ \text{cm}^2$
- Poutre non porteuse : $b \times h = (30 \times 35)\ \text{cm}^2$

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

❖ **Principe:**

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. La loi de dégression des charges d'exploitation est applicable dans notre cas de structure.

II.5.1. Etape de calcul :

Les étapes de pré dimensionnement sont :

1. le choix du poteau le plus sollicité.
2. calcul de la surface reprise par ce poteau.
3. calcul des charges qui lui reviennent.
4. détermination de la section du poteau le plus sollicité à L'ELU et la vérification à L'E.L.S

II.5.2. Evaluation des charges :

On affecte une majoration de 10% pour les charges permanentes pour tenir compte du poids des poteaux et des poutres.

a. Charge permanente :

On fait la descente des charges à partir du plancher terrasse jusqu'au sous-sol.

$N_{Gter} = 1{,}10\ Gt.S$

$N_{Get} = N_{Gter} + 1{,}10\ Get.S$

$N_{Gss} = \sum N_{Get} + 1{,}10\ Get.S$

b. Charge d'exploitation :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, Q_3, Q_n les charges d'exploitation respective des planchers des étages. 1, 2, 3, …n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivante :

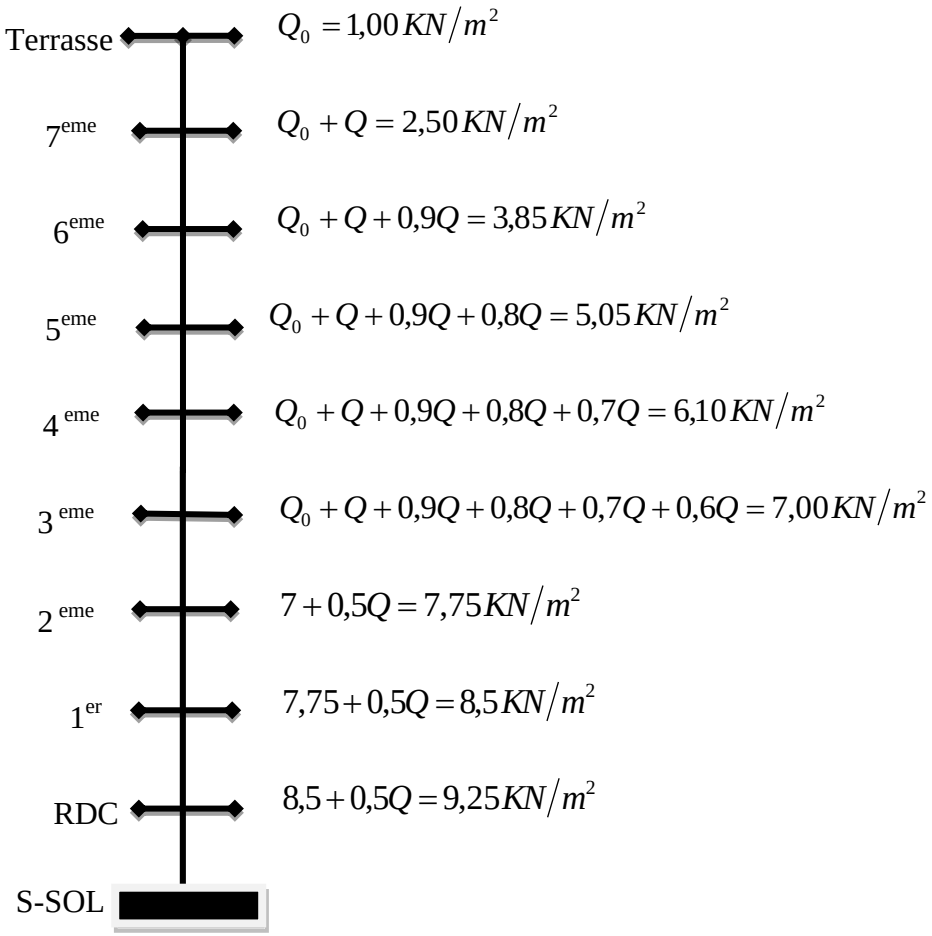


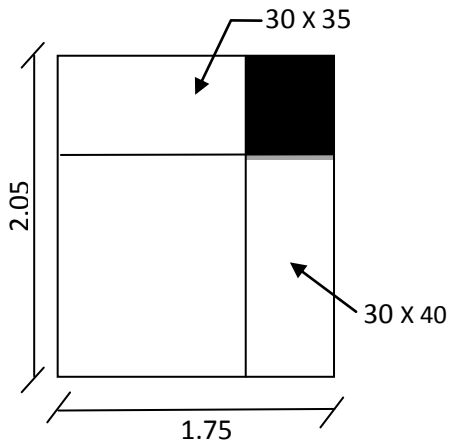
Figure II.3. Dégression des charges d'exploitation

II.5.3. Dimensions de la section des poteaux :

❖ **Remarque :**

Il faut noter que les dimensions des poteaux sont suggestions, car elles peuvent avoir des changements et cela après les résultats obtenus à l'étude dynamique et sismique.

❖ **le pré dimensionnement :**



a. Poteaux d'angle :

Surface: S= $(4.1/2)(3.5/2)$ = 3.59 m^2

N_{Gter} = 1,10 $G_{t.S}$ = 1.1x6.5x3.59 = 25.67 KN

N_{Get} = 1,10 Get.S =1.1x5.4x3.59 = 21.32 KN

• **Détermination des charges :**

poteau d'angle	NG(N)	NQ(N)	Nu(N)
étage 07	25670	3590	40040
étage 06	47000	8980	76920
étage 05	68310	13820	112950
étage 04	89630	18130	48200
étage 03	110950	21900	182630
étage 02	132270	25130	216260
étage 01	153590	27830	249080
RDC	174910	30520	281910
sous sol	196230	33210	314730

Tableau II.1. Les sollicitations de poteau d'angle.

❖ **exemple de calcul pour le étage 07:**

D'apprit BAEL 91 :

$$B_r \geq \frac{K\beta . N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9}+0.85\frac{f_e A}{\gamma_s B_r}} \geq \frac{K\beta . N_u}{\frac{f_{bu}}{0.9}+0.0085\, fed}$$

$K = 1$; f_{c28} =25MPa ; f_e =400MPa ; f_{bu} =14.2MPa

γ_b =1.5 combinaison accidentelle

γ_s =1.15combinaison fondamentale

$$\beta = \begin{cases} 1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & si \ \ \lambda \le 50 \\ 0,85\times\frac{\lambda^2}{1500} & si \ \ 50 \le \lambda \le 70 \end{cases}$$

On fixe $\lambda = 35 \Rightarrow \ \beta = 1.2$

- **Calcul de Nu:**

Nu7=(1.35 x25.67) +(1.5 x3.59) = 40.04 KN

- **section de poteau:**

a < b Petit coté

a $\geq \frac{lf}{10}$ avec l_f =0.7 h_{et} =0.7x30.6 = 2.142 m

a $\geq \frac{2.142}{10}$ =0.2142 m = 21.42 cm

- **Calcul de Br:**

$B_r \geq \frac{1.2\times 40.40}{\frac{14.17}{0.9}+0.0085\times 348}$ = 0.00257 m^2

b $\geq \frac{Br}{a-0.02} \geq \frac{0.00257}{0.2142-0.02}$ = 0.0132 m

b ≥ 1.32 cm

on à : b < a ➔ a=b ➔ poteau carré .

✓ **La vérification des conditions de RPA (Art7.4.1 RPA99 révisé en 2003) :**

$$\begin{cases} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \quad \text{en zone III} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

➔ Le choix (axb)= (30x30)

❖ **tableau résume les résultats :**

P- d'angle	Nu(N)	Br(m^2)	b(m)	b(cm)	a=b	selonRPA	le choix
étage 07	40040	0.00256908	0.01322902	1.32290213	21.42	(30x30)	(35x35)
étage 06	76920	0.0049354	0.02541399	2.5413994	21.42	(30x30)	(35x35)
étage 05	112950	0.00724718	0.03731813	3.73181308	21.42	(30x30)	(35x35)
étage 04	48200	0.00309264	0.01592505	1.59250456	21.42	(30x30)	(40x40)
étage 03	182630	0.01171804	0.06034006	6.0340064	21.42	(30x30)	(40x40)
étage 02	216260	0.01387583	0.07145125	7.14512525	21.42	(30x30)	(40x40)
étage 01	249080	0.01598165	0.08229482	8.22948209	21.42	(30x30)	(45x45)
RDC	281910	0.01808812	0.09314169	9.31416932	21.42	(30x30)	(45x45)
Sous sol	314730	0.02019394	0.10398526	10.3985262	21.42	(30x30)	(45x45)

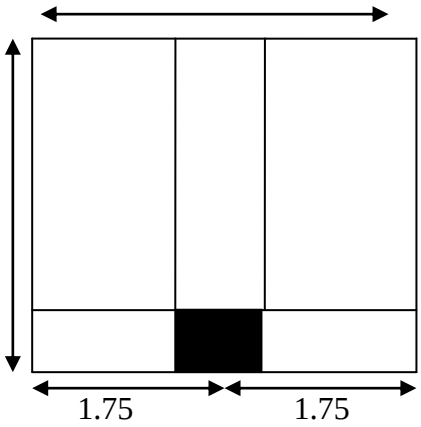
Tableau II.2. Le prédimensionment de poteau d'angle . 3.5

b. Poteau de rive :

S= 3.5x2.05 = 7.18 m^2

N_{Gter} = 1,10 Gt.S = 1.1x6.5x7.18 = 51.34 KN

N_{Get} = 1,10 Get.S =1.1x5.4x7.18 = 42.65 KN



❖ **tableau résume les résultats:**

P-de rive	NG (N)	NQ (N)	Nu (N)	Br (m^2)	b (cm)	a=b	Selon.RPA	le choix
étage 07	51340	7180	80079	0.00513	2.645	21.42	(30x30)	(35x35)
étage 06	94000	17950	153825	0.00986	5.082	21.42	(30x30)	(35x35)
étage 05	136650	27640	225937	0.01449	7.464	21.42	(30x30)	(35x35)
étage 04	179300	36260	296445	0.01902	9.794	21.42	(30x30)	(40x40)
étage 03	221950	43800	365332	0.02344	12.070	21.42	(30x30)	(40x40)
étage 02	264600	50260	432600	0.02775	14.292	21.42	(30x30)	(40x40)
étage 01	307250	55650	498262	0.03196	16.462	21.42	(30x30)	(45x45)
RDC	349900	61030	563910	0.03618	18.631	21.42	(30x30)	(45x45)
sous sol	392550	66420	629572.5	0.04039	20.800	21.42	(30x30)	(45x45)

Tableau II.3.Le prédimensionment de poteau de rive .

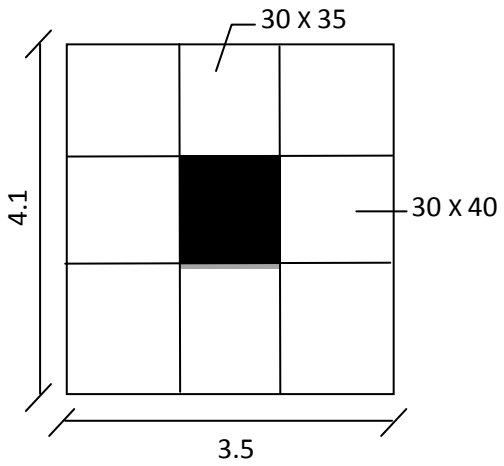
c. Poteau central :

S= 3.5x4.1 = 14.35 m²

S'=14.35 x1.1=15.79 m²

N_{Gter} = 1,10 Gt.S' = 1.1x6.5x15.79 = 112.9 KN

N_{Get} = 1,10 Get.S' =1.1x5.4x7.18 = 93.79 KN



❖ **tableau résume les résultats:**

P-centrale	NG (N)	NQ (N)	NU (N)	Br (m2)	b (cm)	b choisis	Selon.RPA	le choix
étage 07	112900	15790	176100	0.0112	5.818	21.42	(30x30)	(35x35)
étage 06	206690	39480	338251.5	0.0217	11.17	21.42	(30x30)	(35x35)
étage 05	300480	60800	496848	0.0318	16.41	21.42	(30x30)	(35x35)
étage 04	394270	79740	651874.5	0.0418	21.53	21.537	(30x30)	(40x40)
étage 03	488060	96320	803361	0.0515	26.54	26.542	(30x30)	(40x40)
étage 02	581850	110540	951307.5	0.0610	31.43	31.430	(30x40)	(40x40)
étage 01	675640	122380	1095684	0.0703	36.20	36.200	(30x40)	(45x45)
RDC	769430	134220	1240060	0.0795	40.97	40.970	(30x50)	(50x50)
sous sol	863220	146060	1384437	0.0888	45.74	45.741	(30x50)	(50x50)

Tableau II.4. Le prédimensionment de poteau de centre .

❖ **Vérification au flambement :**

Le flambement est phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprime des Structure .

On doit vérifier que : $\lambda \leq 35$

Avec :L_f = longueur de flambement (L_f=0,7l_0)

l_0 = Hauteur libre du poteau.

i = section de giration i=$\sqrt{\frac{I}{S}}$

S=Section transversal des poteaux b×h

I=Moment d'inertie du poteau I_{YY}=$\frac{h\times b^3}{12}$, I_{XX}=$\frac{b\times h^3}{12}$

$$\lambda = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I_{YY}}{S}}} = \frac{0{,}7 l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0{,}7 l_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

On a la hauteur constante l_0= 3.06 m.

➔ les vérification de : (50×50), $l_0 = 3{,}06\ m$, λ=0,7×3,06× $\frac{\sqrt{12}}{0{,}50}$ =14.84<35 **OK**

➔ Pour (45×45), $l_0 = 3{,}06\ m$, λ=0,7×3,06× $\frac{\sqrt{12}}{0{,}45}$ =16.49<35 **OK**

➔ Pour (40×40), $l_0 = 3{,}06m$, λ=0,7×3,06× $\frac{\sqrt{12}}{0{,}40}$ =18.55<35 **OK**

➔ Pour (35×35), $l_0 = 3.06m$, λ=0,7×3.06× $\frac{\sqrt{12}}{0{,}35}$ =21.20<35 **OK**

Conclusion :
Toutes les conditions sont vérifiées, donc les sections adoptées pour les poteaux sont convenables.

II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

(D'après RPA 99 'article 7.7.1 page 56) :

L'épaisseur minimale est de 15 cm, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités. $h_é$ = 3.06 m²

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{3.06 \times 10^2}{22} \rightarrow a \geq 15.30\ \text{cm}$$

Le choix :

On prend pour nos voiles : a =16 cm.

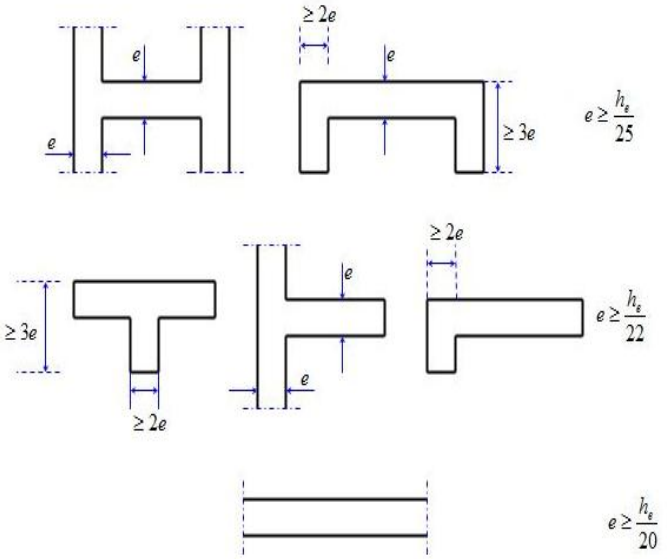


Figure II.5.Coupes de voiles en plan pour différents cas.

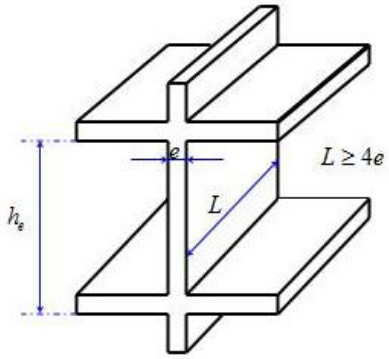


Figure II.4.Coupe voile en élévation.

II.7. PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied d'un niveau à un autre d'un bâtiment.

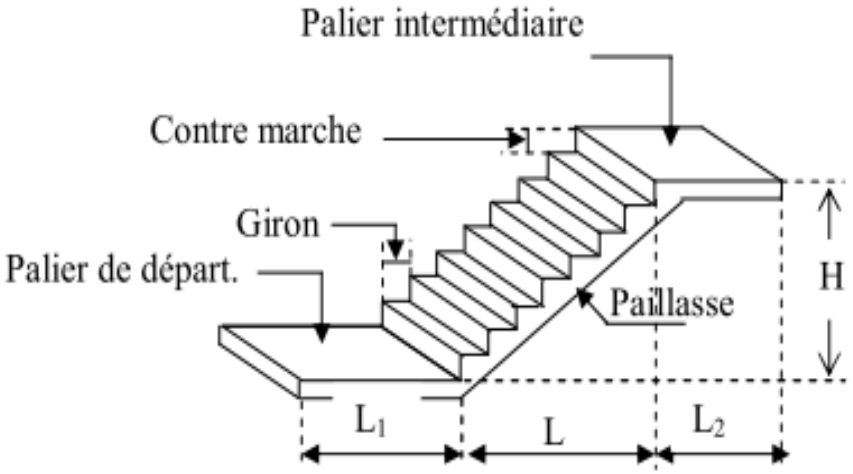


Figure II.6. Schéma descriptif de l'escalier.

On appelle :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h) :** est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varies de 14 à 18 cm.

- **Le giron (g) :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée :** correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée :** est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'emmarchement (E) :** représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si E ≥ 1 m.
- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contremarches.

❖ **Pré dimensionnement des escaliers :**

h_e = 3.06 m

16cm ≤ h ≤ 20cm

60cm ≤ 2h+g ≤ 65cm (relation de blondel).

22cm ≤ g ≤ 33cm

30° ≤ actg α ≤ 35°

On prend h = 17.5cm, g = 28cm.

✓ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

60cm ≤ 2×17.5+28 ≤ 65cm ➔ 60cm ≤ 63 ≤ 65cm donc la condition est vérifiée.

a. Dimensionnement de la paillasse :

$h_p = \frac{he}{2}$ = 1.53m ➔ n = $\frac{153}{17.5}$ = 8.74 ➔ On prend n=9 marche .

Calcul de α :

Tg α = $\frac{he/2}{n \times g} = \frac{153}{252}$ = 0.61 ➔ α = 31.26° .

$L_{inc} = \frac{n \times g}{\cos \alpha} = \frac{g9 \times 0.28}{\cos 31.26}$ = 2.95 m.

$\frac{L_{inc}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{inc}}{20}$ ➔ $\frac{295}{30} \leq e_p \leq \frac{295}{20}$ ➔ 9.83 cm ≤ e_p ≤ 14.75cm .

➔ On prend : e_p = 12 cm

La longueur de palier :

L_p=3.8-2.52 = 1.28 m

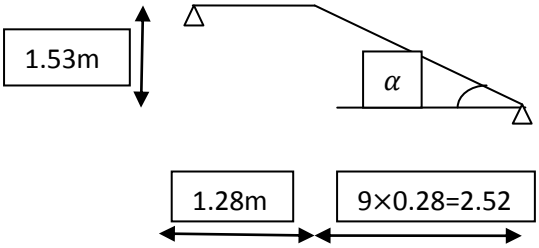


Figure II.7. Schéma statique de calcul

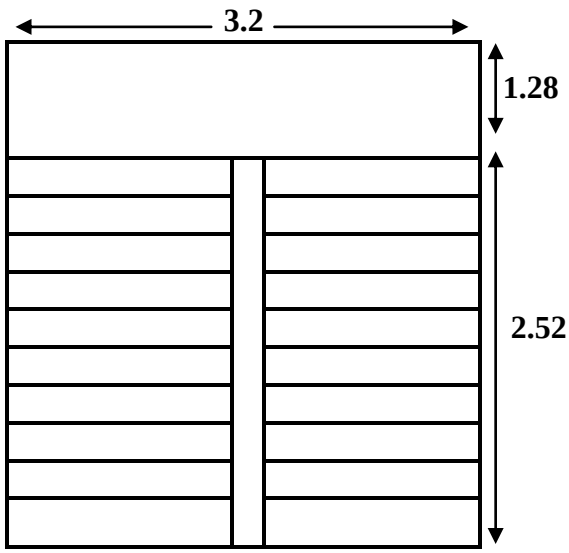


Figure II.8Vu en plan de l'escalier

Chapitre 3 :

Etude des éléments secondaires

III.1. INTRODUCTION :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement aux contreventements.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment.

Nous citons les escaliers, les planchers et le balcon dont l'étude set indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique algérien **RPA99.**

III.2. ETUDES DES BALCONS

Le balcon est un élément secondaire ne participes pas à la résistance de la structure.

Il est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$e \geq \frac{L}{10}$ Avec L=1.50m ➔ $e \geq \frac{150}{10} = 15cm$

donc on prend $e = 15$ cm

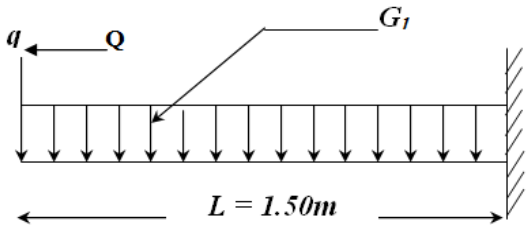


Figure III.1. schemas statique du balcon

III.2.1. Les Charges :

❖ Charge permanente :

1. Carrelage (ép. = 2 cm) ..... 0,44 KN/m²
2. Mortier de pose ..... 0,40 KN /m²
3. Lit de sable ..... 0,54 KN /m²
4. Dalle en BA (ép. = 15 cm)..... 3,75 KN /m²
5. Enduit de ciment (ép. = 2 cm) ..... 0,36 KN /m²

$\sum G_1 = 5{,}50$ KN /m²

❖ Les charges d'exploitations :

Q_1=3.5 KN /m²

- Pour une bande de 1 m :

Charge permanente :

$G_1 \times 1m = 5{,}50 \times 1 = 5{,}50$ KN/m.

Charge d'exploitation :

$Q_1 = 3{,}5$ KN/m .

❖ Charge concentrée (garde de corps) :

Enduit de ciment …… 0,36 KN/m²

Maçonnerie (ep = 10 cm) ……..... 0,90 KN/m²

Enduit de ciment …… 0,36 KN/m²

dalle en mortier …… 0,90 KN/m²

G_2 = 2,52 KN/m²

- Pour une bande de 1m,

Charge permanente :

$G_2 = 2{,}52$ KN/m

❖ Surcharge dû à la main courante :

$Q_2 = Q \times L \times 1m = 1 \times 1 \times 1 = 1$kN

III.2.2. Combinaison des charges:

À L'E.L.U :

$P_{u1} = 1{,}35\ G_1 + 1{,}5\ Q_1 = 12.68$ KN/m

$P_{u2} = 1{,}35\ G_2 = 3.4$ KN

$P_{u3}=1.5xQ_2=1.5x1=1.5$KN

À L'E.L.S :

$P_{s1} = G_1 + Q_1 = 9$KN/m

$P_{s2} = G_2 = 2.52$ KN

$P_{s3}=Q_2=1$ KN

III.2.3. Schéma statique de calcul :

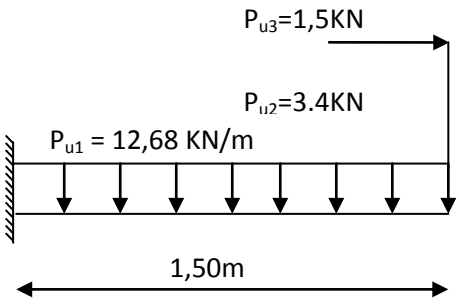


Figure III.2. : À L'E.L.U

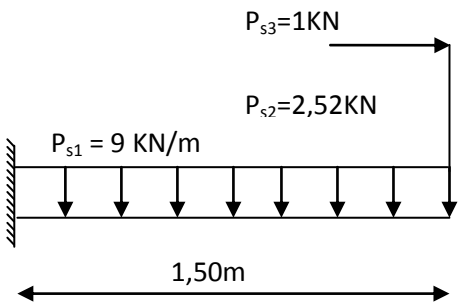


Figure III.3. : À L'E.L.S

III.2.4. Le calcul des moments et des efforts tranchant :

$$M_u = \frac{P_{u1} \times l^2}{2} + P_{u2} .\times l \pm P_{u3} = 20.87 KN.m$$

$V_u = P_{u1} \times l + P_{u2} = 22.42$ KN

$$M_s = \frac{P_{s1} \times l^2}{2} + P_{s2} .\times l \pm P_{s3} = 14{,}91 KN.m$$

$V_s = P_{s1} \times l + P_{s2} = 16.02$ KN

M_u (KN.ml)	M_s (KN.ml)	V_u (KN)	V_s (KN)
20.87	14.91	22.42	16.02

Tableau III.1. Les moments et les efforts tranchant

III.2.5. Ferraillage:

Le balcon étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérer comme préjudiciable.

Données : f_{c28} = 25 MPa ; h=15cm ; d =0.9xh=13.5 cm ; f_e= 400 MPa ; f_{bc}= 14,2 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa

- **Ferraillage a l ' E L U:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b\ d^2\ f_{bu}} \quad ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad ; \quad 10^4\ \mu_{lu} = (3440\ \gamma + 49\ f_{c28} - 3050) \quad ;$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow$ (Pas d'armature comprimé).

$$Z_b = d(1-0.4) \quad ; \quad A_u = \frac{Mu}{Z_b \times f_{ed}}$$

M_u(KN.m)	M_s(KN.m)	μ_{bu}	γ	μ_{lu}	Z_b(m)	A(cm^2)
20.87	14.91	0.081	1.4	0.3	0.1284	4.67

Tableau III.2. Ferraillage a l ' E L U

on prend 5HA12/ml=5.65 cm^2

Espacement: S_t = 100/4=25cm

❖ **Armatur de Repartition**

Ar=A_V/4= 5.65/4 =1.41 cm^2 on adopt: 5T08 =2.51 cm^2

S_t Repp = 100/4 =25cm

III.2.6. Vérification :

❖ **Vérification à l'E.L.U :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s\,min} \geq \frac{0{,}23 \times b \times d \times ft28}{fe} = 1.63\ cm^2$$

$A_{s\,min} \geq 1.63\ cm^2$

D'où $A_s = 5.65\ cm^2 \geq 1.63\ cm^2$……vérifier.

- **Vérification au cisaillement:**

✓ Selon le BAEL91 modifié 99 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{22{,}42 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}135} = 0.17\ Mpa$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa) = \min(3.33; 5) = 3.33Mpa$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{ condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence : [BAEL91ART6.1.3]**

$$\tau_{se} = \frac{T_{umax}}{0.9d \sum u_i} < \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \ ; \quad \text{avec} \quad \Psi = 1.5 \text{pour HA}$$

$T_u = 22.42KN$

$\sum_{i=1}^{n} A_u = n\pi\emptyset = 3.14 \times 5 \times 1.2 = 18.84\ cm$

$\tau_{se} = \frac{22.42 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.135 \times 0.19} = 0.97\ MPa < 3.15MPa$……OK

- **Etat limite déformation (vérification de la flèche) :**

$$\frac{A_S}{bd}=\frac{5.65}{100\times13.5}=0.0041\leq\frac{4.2}{400}=0.0105\ \text{MPa OK}$$

Donc la flèche est vérifiée vis-à-vis de la déformation

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

- Calcul de la position de l'axe neutre (y) :

$$(b/2)y^2-15A_s(d-y)=0 \quad\Rightarrow\quad 50y^2-15\times5{,}65(13{,}5-y)=0 \quad\Rightarrow y=4{,}01\ cm$$

- Calcul du moment d'inertie I :

$$I=(b/3)\,y^3+15A_s(d-y)^2=9781.97\ cm^4$$

- **Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :**

La Fissuration est Considéré Préjudiciable :

On vérifie que : $\sigma_b=\dfrac{M_{ser}}{I}y\leq\overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_a=n\dfrac{M_{ser}}{I}(d-y)\leq\overline{\sigma}_a$

$$\sigma_b=\frac{14{,}91\times10^{-5}\times4{,}01}{9781{,}97\times10^{-8}}=6{,}11\ MPa<\overline{\sigma}_b=15\ MPa\quad\Rightarrow Ok$$

$$\sigma_a=15\frac{14{,}91\times10^{-3}}{9781{,}97\times10^{-8}}(0{,}135-0{,}0401)=216{,}97\ MPa\prec\overline{\sigma}_a=240\ MPa\ \Rightarrow OK$$

❖ **Vérification des espacement :**

- Armateurs longitudinal

$S_t<\min(3h;33cm)=\min(45cm;33cm)=33cm$

$S_t=25cm<33cm\cdots\cdots$ condition vérifiée

- Armateurs de répartition

$S_t<\min(4h;45cm)=\min(60cm;45cm)=45cm$

$S_t=25cm<45cm\cdots\cdots$ condition vérifiée

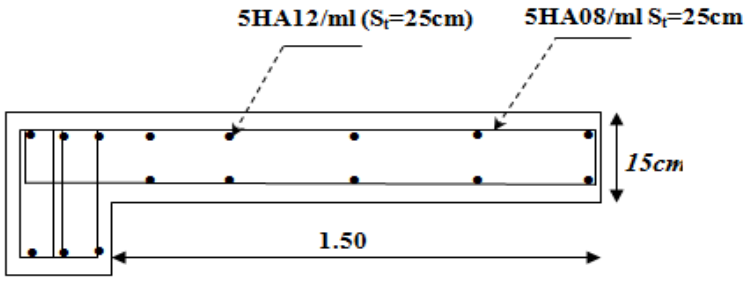


Figure III.4. Schémas de ferraillage de balcon

III.3. ETUDE DES ESCALIERS :

L'escalier constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place.

Notre structure comporte un seul type d'escalier pour étage courant et RDC et sous-sol (deux volées avec un palier intermédiaire).

III.3.1. Les Caractéristiques techniques :

Hauteur : H=3.06 m.

- Deux volées symétriques de 9 marches par volée
- hauteur de marche h=17.5cm
- Le giron g=28cm
- La largeur de la cage d'escalier : L=3.5-0.3=3.2m
- La longueur de la paillasse est : L= 2.52m
- L'épaisseur de la paillasse est : e= 12cm
- L'inclinaison de la paillasse : $\alpha = 31.26°$

III.3.2. Descente de charge au niveau de cage d'escalier :

palier			
Elément	**Epaisseur e (m)**	**Poids V (KN/m)³**	**Poids S(KN/m²)**
Carrelage	0.2	22	0.44
Mortier de pose	0.2	20	0.4
Lit de sable	0.2	18	0.36
Dalle en béton armé (pleine)	0.12	25	3.75
Enduit ciment	0.2	20	0.40

Tableau III.3. Descente de charge au niveau de palier.

charge permanente KN/m²(G_1)	4.60
charge d'exploitation KN/m² (Q_1)	2.50

Tableau III.4. Charge permanente et d'exploitation au niveau de palier.

paillasse :			
Elément	**épaisseur e (m)**	**Poids V(KN/m)³)**	**Poids S(KN/m²)**
Carrelage	0.2	22	0.44
Mortier de pose	0.2	20	0.4
Lit de sable	0.2	18	0.36
Marche	0.175	25	2.13
Enduit ciment	0.2	20	0.40
Paillasse	0.12	25	4.31
Garde corps métallique	0.1	10	1

Tableau III.5. Descente de charge au niveau de paillasse.

charge permanente(G_2) KN/m²	8.24
charge d'exploitation(Q_2) KN/m²	2.50

Tableau III.6. Charge permanente et d'exploitation au niveau de paillasse.

III.3.3. Combinaison des charges :

- **ELU :**
  - **Palier**

$$q_{u_1} = 1{,}35 \times G_1 + 1{,}5 \times Q_1 = 9.96 \ \ kN/m$$

  - **paillasse**

$$q_{u_2} = 1{,}35 \times G_2 + 1{,}5 \times Q_2 = 14.87 \ kN/m$$

- **ELS :**
  - **Palier**

$$q_{s_1} = G_1 + Q_1 = 7.1 \, kN/m$$

  - **paillasse**

$$q_{s_2} = G_2 + Q_2 = 10.74 \ \ kN/m$$

	G(KN/m)	**Q (KN/m)**	**E.L.U.**	**E.L.S.**
palier	4.60	2,5	9.96	7.1
Paillasse	8.24	2,5	14.87	10.74

Tableau III.7. Les combinaisons de charge.

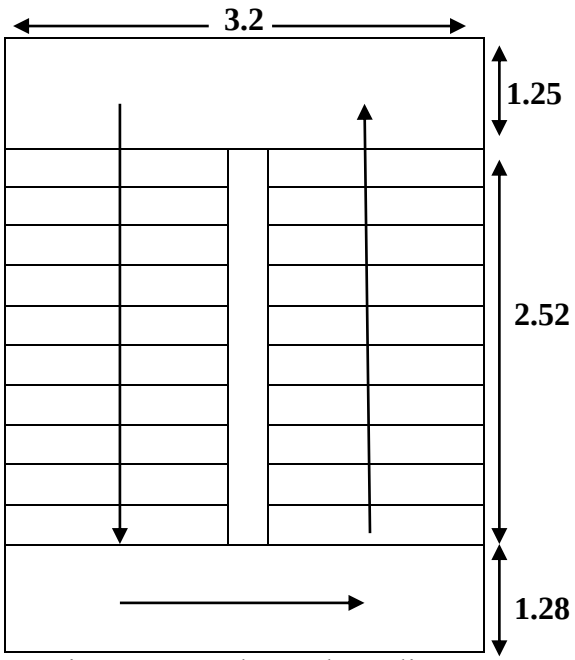


Figure III.5. schéma d'escalier.

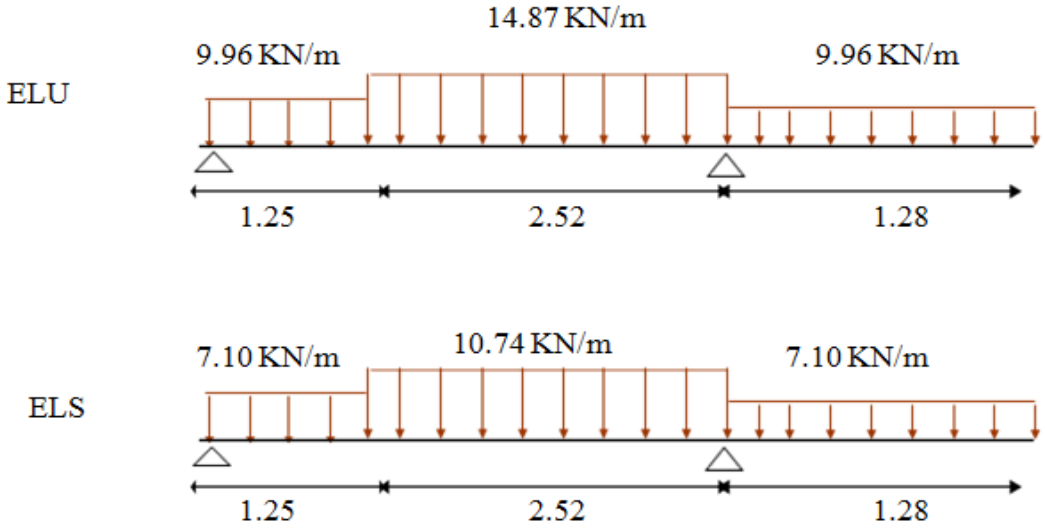


Figure III.6. Distribution des charges .

➢ **On utilises la méthode forfaitaire pour déterminer les moments en appui et en travées:**

❖ **L ELU:**

- Calcules de réactions :

$\sum f = o$ ➔ $R_A + R_B = 14.87 \times 2.52 + 9.96 \times (1.28+1.25) = 62.67KN.$

$R_A + R_B = 62.67$ KN..

$\sum M/A = o$ ➔ $R_A = 41.96$ KN ; $R_B = 20.98$ KN .

$\sum M/B = o$

$M^{max} = 20.97$ KN.m

$M_t = 0.85\ M^{max} = 17.82$ KN.m

$M_a = 0.5\ M^{max} = 10.49$ KN.m

❖ **A L ELS**

$R_A = 29.96$ KN ; $R_B = 15.07$KN .

$M^{max} = 15.14$ kN.m

$M_t = 0.85\ M^{max} = 12.87$ KN.m

$M_a = 0.5\ M^{max} = 7.57$ kN.m

III.3.4. Ferraillage a l'état limite ultime:

$M^{max} = 20.97$ kN.m

$M_t = 17.82$ kN.m

$M_a = 10.49$kN.m

- Le ferraillage se fait en flexion simple
- fissuration peu nuisible
- situation durable
- le ferraillage en appuis est identique à celui en travée

❖ **Armature principale :**

Pour le béton : $f_{c28} = 25\ MPa$; $f_{t28} = 2{,}1\ MPa$; $\sigma_{bc} = 14{,}2\ MPa$

Pour l'acier (FeE400) : $f_e = 400\ MPa \Rightarrow \sigma_s = 348\ MPa$

h =12 cm ; d =0.9h=10.8cm. ; b = 1 m (ferraillage pour 1 ml)

a. En travée :

$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2Fbc}$; $\gamma = M_u / M_{ser}$; $10^4\ \mu_{lu} = 3440\ \gamma + 49 f_{c28} - 3050$.

$\mu_{bu} \prec \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$ (Pas d'armature comprimée)

Zb= d (1-0,6 μ_{bu}) ; A= $\frac{Mu}{Zb\ X\ Fed}$

Position	**M_u(KN.m)**	**M_s(KN.m)**	μ_{bu}	**γ**	μ_{lu}	**Z_b(m)**	**A(cm^2)**
Travée	17.82	12.87	0.11	1.4	0.29	0.1008	4.74

Tableau III.8. Calcule de la section d'acier en travée.

On adopte : 6HA12 …As=6.79cm^2.

b. En appui :

$M_{a.u}^{max}$ =10.49 KN.m , M_{ser} = 7.57 KN.m

$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b0 \times d^2 x\, FbU}$; $\gamma = \frac{M_U}{M_S}$; $10^4 \mu_{lu} = 3440\delta + 49\, Fc\, 28 - 3050$

$\mu_{bu} \prec \mu_{lu}$ ➔ A'=0 ; Zb= d (1-0,6 μ_{bu}) ; As = $\frac{Mu}{Zb\ x\ Fed}$

Position	M_u(KN.m)	M_s(KN.m)	μ_{bu}	γ	μ_{lu}	Z_b(m)	A(cm²)
Travée	10.49	7.57	0.064	1.4	0.29	10.39	2.90

Tableau III.9. Calcule de la section d'acier en appui.

On adopte :6HA12 …As=6.79cm².

❖ **Armature de répartition :**

a. En travée :

$\frac{A_s}{4} \le A_{rep} \le \frac{A_s}{2} \Rightarrow \frac{4.74}{4} \le A_{rep} \le \frac{4.74}{2} \Rightarrow 1{,}19 \le A_{rep} \le 2{,}37$

On prend $A_{s1} = 5T8 = 2{,}51\ cm^2 \Rightarrow esp = \frac{100}{4} = 25\ cm$

b. Sur appuis :

$\frac{A_s}{4} \le A_{rep} \le \frac{A_s}{2} \Rightarrow \frac{4.74}{4} \le A_{rep} \le \frac{4.74}{2} \Rightarrow 1{,}19 \le A_{rep} \le 2{,}37$

On prend $A_{s1} = 5T8 = 2{,}51\ cm^2 \Rightarrow esp = \frac{100}{4} = 25\ cm$

III.3.5. les vérifications nécessaires :

❖ **A l'ELU**

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$\tau_u < \bar{\tau}_u = 2{,}17\ MPa$

$T_a^{max} = 29.51\, kN$ (T_a^{max} avec l'effort tranchant maximal à l'ELU).

$\tau_u = T_a^{max}/(b_0.d) = \frac{29.51 \times 10-3}{1 \times 0.108} = 0.27$M Pa

➔ τ_u = 0.27 < $\bar{\tau}_u$ =2.17 MPa condition vérifiée

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$A_s \ge A_s^{min} = 0{,}23\, b\, d\, \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_s = \min\left\{A_s^{\,t}; A_s^{\,a}\right\} = A = 6.79 \ cm^2$$

$$A_s^{\min} = 0{,}23 \times 1 \times 0.108 \frac{2{,}1}{400} \times 1000 = 1{,}3 \ cm^2 < A_s \quad \Rightarrow \quad Ok$$

- ✓ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

On doit vérifier si :

$$\text{Tu-} \frac{Mu}{0.9d} \leq 0$$

29.51-(20.97/0.9(0.135))= -186.23 ≤ 0

Donc les armatures ne sont pas soumises à un effort de traction.

- ✓ **Vérification d'adhérence des barres** :

$$\tau_{se} = \frac{\text{Tu}}{0{,}9d\sum \text{Ui}} \quad \text{avec} \quad \sum_{i=1}^{n} U_i = \text{n.}\pi.Ø = 6\text{x}3.14\text{x}12 = 22.6 \text{ cm}$$

$\check{\tau}_{ser} = f_{ij} \text{x } \psi = 1.5\text{x}2.1 = 3.15$ MPa Avec : ψ =1.5 pour HA

$T_u = 29.51$KN

$$\tau s = \frac{29.51\times10-3}{0.9\times0.108\times22.6\times10-2} = 1.34\text{MPa}$$

$\tau_{ser} < \check{\tau}_{ser}$ ➔ 1.34 < 3.15 …….. Condition vérifié.

- ✓ **Vérification de la contrainte :**

La fissuration étant peu nuisible, la vérification se limitera aux contraintes de béton, donc :

a. En travée :

$$b = 100cm; \ n = 15; \ A_s = 6.79cm^2; \ M_t = 17.82 \ kN.m; \ A_s' = 0$$

- La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d-y) = 0 \quad \Rightarrow \quad 50y^2 - 15\times6.79(10.8-y) = 0 \quad \Rightarrow y = 3.78 \ cm$$

- Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3)\,y^3 + 15A_s(d-y)^2 = 6819.55 \, cm^4$$

$M_{ser} = 12{,}87 \ kN.m$

On vérifie que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_b = \frac{12.87\times10^{-3}}{6819.55\times10^{-3}} 0.0378 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$\sigma_b = 7.13 \ MPa < \overline{\sigma}_b = 15 \ MPa \quad \Rightarrow Ok$

b. En appuis :

$A_s = 6.79 \ cm^2 ; A_s' = 0$

$M_a^{ser} = 7.57 \ kN.m$

- La position de l'axe neutre :

$(b/2)y^2 - 15A_s(d-y) = 0 \quad \Rightarrow \quad 50y^2 - 15 \times 6.79(10.8-y) = 0 \quad \Rightarrow y = 3.78 \ cm$

- Le moment d'inertie I :

$I = (b/3)\, y^3 + 15A_s(d-y)^2 = 6819.55 \, cm^4$

$M_a^{ser} = 7.57 \ kN.m$

On vérifie que : $\sigma_b = \dfrac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} \ \sigma_b = \dfrac{7.57 \times 10^{-3}}{6819.55 \times 10^{-3}} 0.0378 \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$\sigma_b = 4.2 \ MPa < \overline{\sigma}_b = 15 \ MPa \qquad \Rightarrow Ok$

✓ **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier dans les deux sens :

$\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \qquad \Rightarrow \dfrac{0{,}12}{4.1} = 0{,}0293 < \dfrac{1}{16} = 0{,}0625 \qquad \Rightarrow Non \ \ Vérifié$

$\dfrac{A_s}{b\ d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \quad \Rightarrow \dfrac{6.79}{100 \times 10{,}8} = 6.29.10^{-3} < \dfrac{4{,}2}{f_e} = 10{,}5.10^{-3} \qquad \Rightarrow Ok$

$\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow \dfrac{h}{L} = 0{,}0293 < \dfrac{M_t}{10M_0} = \dfrac{12.87}{10 \times 15.14} = 0{,}085 \qquad \Rightarrow Non \ \ Vérifié$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire pour tenir compte de l'existence éventuelle de fissuration dans les zones tendues.

On augmentant la section des armatures et on prend A_s=7HA16=14.07cm^2

- position de l'axe neutre :

$$y = \frac{b\frac{h^2}{2} + 15 A_s d}{bh + 15 A_s} \Longrightarrow y = 6.71 cm$$

$I_0 = \dfrac{b}{3} y^3 + \dfrac{b}{3}(h-y)^3 + 15A_s(d-y)^2 \qquad \Rightarrow I_0 = 18535.39 \ cm^4$

- Le pourcentage des armatures

σ_s : Contrainte de traction des armatures correspondant au cas de charge considéré

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{14.07}{12 \times 10.8} = 0{,}013$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s.Z} = \frac{12.87 \times 10^{-3}}{14.07 \times 9.54 \times 10^{-6}} = 95.88 MPa \quad \text{et} \quad Z = d - \frac{Y_1}{3}$$

Y_1 est obtenu par l'équation suivante : $\frac{b}{2} Y_1{}^2 - n.A_s (d - Y_1) = 0$

D'où on à : $\begin{cases} Y_1 = 6.71 \ cm \\ Z = 9.54 \ cm \\ \sigma_s = 95.88 \ MPa \end{cases}$

- Calcul les déformations:

$\rho = 0{,}013$

$$\mu = 1 - \left[\frac{0{,}75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} \right] \qquad \Rightarrow \mu = 0{,}78$$

- Pour les déformation instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)\rho} \qquad \Rightarrow \lambda_i = 1.62$$

- Pour les déformations différées (longue durée)

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i \qquad \Rightarrow \lambda_v = 0.65$$

- Calcul du moment d'inertie fictif :

- Pour les déformation instantanées :

$$I_{fi} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i.\mu} \qquad \Rightarrow I_{fi} = 8288.46 \ cm^4$$

- Pour les déformations différées (longue durée)

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v.\mu} \qquad \Rightarrow I_{fv} = 12299.53 \ cm^4$$

$$\Rightarrow \begin{cases} E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164{,}20 \quad MPa \\ E_v = \frac{E_i}{3} = 10721{,}40 \ MPa \end{cases}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i^{\max} = \frac{M_s L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{12.87 \times 10^{-3}.4{,}1^2}{10 \times 32164.2 \times 8288.46 \times 10^{-8}} = 4.11mm$$

- Calcul de la flèche due aux déformations de longue durée :

$$f_v^{\max} = \frac{M_s L^2}{10 E_V . I_{fv}} = \frac{12.87 \times 10^{-3} \times 4{;}1^2}{10 \times 10721{,}40 \times 12299.53 \times 10^{-8}} = 7{,}20mm$$

$$\overline{f} = \frac{L}{500} \text{ si } \text{ L } \leq 5 \text{ m} \Rightarrow \overline{f} = \frac{4100}{500} = 8.2mm$$

Donc : $f \leq \overline{f}$

$$\begin{cases} f_i = 4{,}11mm \prec 8.2mm \\ f_v = 7{,}20 \ mm \prec 8.2mm \end{cases} \Rightarrow Ok$$

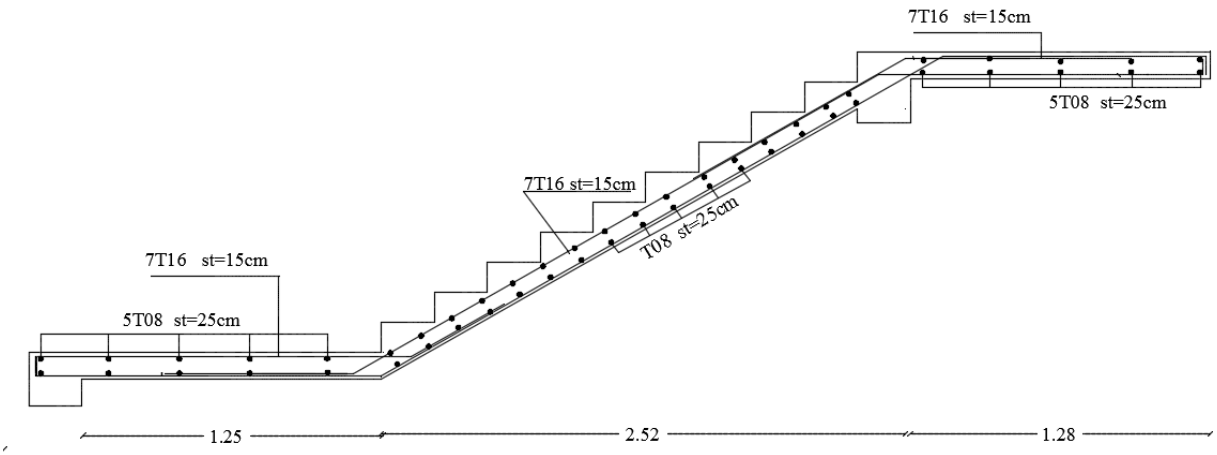


Figure III.7. Plan de ferraillage de l'escalier.

III.4. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :

c'est une poutre de section rectangulaire, de dimension (bxh) est uniformément chargé, son calcul se fait à la flexion simple, elle est supposée encastrée à ses deux extrémités.

les charges sont :

- Son poids propre.
- Poids de la maçonnerie.
- Réaction provenant du palier.

III.4.1. évaluation des charges :

Pour le pré dimensionnement, la poutre a été déjà pré dimensionnée précédemment (30 x35)

- **charge permanente :**

La poutre palier sera sollicitée par :

Poids propre : $G_{poutre-palier} = 0{,}35 \times 0{,}3 \times 25 = 2{,}63\ kN/ml$

Poids de palier : $G_{palier} = 4.6 \times 1.25 = 5{,}75\ kN/ml$

Poids de paillasse : $G_{paillasse} = 8.24 \times \frac{2.52}{2} = 10.38\ kN/ml$

Poids de la maçonnerie : $G_{maçonnerie} = 2{,}81 \times (1{,}53 - 0.35) = 3.32\ \ kN/ml$

$$G = 22.08KN/ml$$

- **charge d'exploitation :**

Palier : $2.5 \times 1.25 = 3.13KN/ml$

Paillasse : $2.5 \times 1.26 = 3.15KN/ml$

$$Q = 6.28KN/ml$$

- **Calcul des efforts :**

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 39.23KN/ml$

$q_s = G + Q = 28.36KN/ml$

- **Calcul les moments et l'efforts tranchants :**

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = 50.28KN.m$$

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = 62.77KN$$

$$M_s = \frac{q_s L^2}{8} = 36.3KN.m$$

$$V_s = \frac{q_s L}{2} = 45.38KN$$

Donc :

ELU : $\begin{cases} M_t = 0{,}85 M_u^{\max} = 42.74\ kN.m \\ M_a = 0{,}50 M_u^{\max} = 25.14\ kN.m \end{cases}$

ELS : $\begin{cases} M_t = 0{,}85 M_{ser}^{\max} = 30.86\ kN.m \\ M_a = 0{,}50 M_{ser}^{\max} = 18.15\ \ kN.m \end{cases}$

III.4.2. Ferraillage à l'état limite ultime :

❖ **Armatures longitudinales :**

h =35 cm ; d = 0,9h = 31.5 cm. ; c = 0,1h = 3.5 cm ; $\sigma_b = 14{,}2 \ MPa$

a. En travée :

Position	M_u(KN.m)	M_s(KN.m)	μ_{bu}	γ	μ_{lu}	Z_b(m)	A(cm^2)
travée	42.74	30.86	0.17	1.38	0.45	0.2829	4.34

Tableau III.10. Calcul de la section d'acier en travée.

On prend $5T12 = 5.65 \ cm^2$

2. Sur appuis :

Position	M_u(KN.m)	M_s(KN.m)	μ_{bu}	γ	μ_{lu}	Z_b(m)	A(cm^2)
appui	25.14	18.15	0.0614	1.38	0.45	0.3035	2.38

Tableau III.11. Calcul de la section d'acier en appui.

On prend $3T12 = 3.9 \ cm^2$

❖ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \le \min\begin{cases} h/35 = 10 \ mm \\ \phi_l = 12 \ mm \\ b/10 = 30 \ mm \end{cases} \Rightarrow \phi_t = 10 \ mm$$

Donc on prend $\phi = 8 \ mm \qquad \Rightarrow A_t = 1{,}51 \ cm^2$

❖ **Calcul des espacements :**

Par condition :

$$S_t < \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t ; 30 \ cm\right) = 10 \ cm \quad \text{(Zone nodale)}$$

$$S_t' < \frac{h}{2} = 17{,}5 \ cm \quad \text{(Zone courante)}$$

On prend $\begin{cases} S = 10 \ cm \\ S' = 15 \ cm \end{cases}$

III.4.3. les vérifications nécessaires :

✓ **Vérification de la contrainte de béton et de l'acier :**

a. En travée :

$A_s = 5.65\ cm^2 ; M_{ser} = 30.86\ \ kN.m$

- La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d-y) = 0 \qquad \Rightarrow y = 10{,}81\ cm$$

- Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3)\,y^3 + 15A_s(d-y)^2 = 48911.59\ cm^4$$

On vérifie que : $\sigma_b = \dfrac{M_{ser}}{I} y \le \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_a = n\dfrac{M_{ser}}{I}(d-y) \le \overline{\sigma}_a$

$$\sigma_b = \frac{30.86\times10^{-5}\times10{,}81}{48911{,}59\times10^{-8}} = 6{,}82\ MPa < \overline{\sigma}_b = 15\ \ MPa \qquad \Rightarrow Ok$$

$$\sigma_a = 15\frac{30.86\times10^{-3}}{48911{,}59\times10^{-8}}(0{,}315-0{,}1081) = 195{,}81\ MPa \prec \overline{\sigma}_a = 240\ \ MPa \ \Rightarrow OK$$

b. En appuis :

$A_s = 3{,}90\ \ cm^2 ;\ \ M_{ser} = 18.15\ kN.m$

- La position de l'axe neutre :

$$(b/3)y^2 - 15A_s(d-y) = 0 \qquad \Rightarrow y = 9{,}3\ cm$$

- Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3)\,y^3 + 15A_s(d-y)^2 = 36874{,}71\ \ cm^4$$

On vérifie que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \le \overline{\sigma}_{bc} \text{ et } \sigma_a = n\frac{M_{ser}}{I}(d-y) \le \overline{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = \frac{18.15\times10^{-5}\times9{,}3}{36874{,}71\times10^{-8}} = 4.58\ MPa < \overline{\sigma}_b = 15\ \ MPa \qquad \Rightarrow Ok$$

$$\sigma_a = 15\frac{18.15\times10^{-3}}{36874{,}71\times10^{-8}}(0{,}315-0{,}093) = 163.91\ MPa \prec \overline{\sigma}_a = 240\ \ MPa \ \Rightarrow OK$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \ge A_s^{\min} = 0{,}23\,b\,d\,\frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = \min\left\{A_s^{\,t}; A_s^{\,a}\right\} = 3{,}90\ \ cm^2$$

$$A_s^{\min} = 0{,}23\times0{,}3\times0{,}315\frac{2{,}1}{400} = 1{,}14 cm^2 < A_s = 3{,}90\ \ cm^2 \ \Rightarrow \qquad Ok$$

✓ **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier dans les deux sens :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \frac{0,35}{3,5} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow Ok$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \Rightarrow \frac{5,65}{30 \times 31,5} = 0,006 < \frac{4,2}{f_e} = 0,011 \quad \Rightarrow Ok$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow \frac{h}{L} = 0,10 < \frac{M_t}{10M_0} = 0,085 \quad \Rightarrow Ok$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement (effort tranchant) :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \tau_u = 3,25 \ MPa$

$$T_u = 62.77 \ kN; \quad b = 30 \ cm; \quad d = 31,5 \ cm$$

$$\tau_u = \frac{62.77 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0.66 \ MPa < 3,25 \ MPa \quad \Rightarrow \quad Ok$$

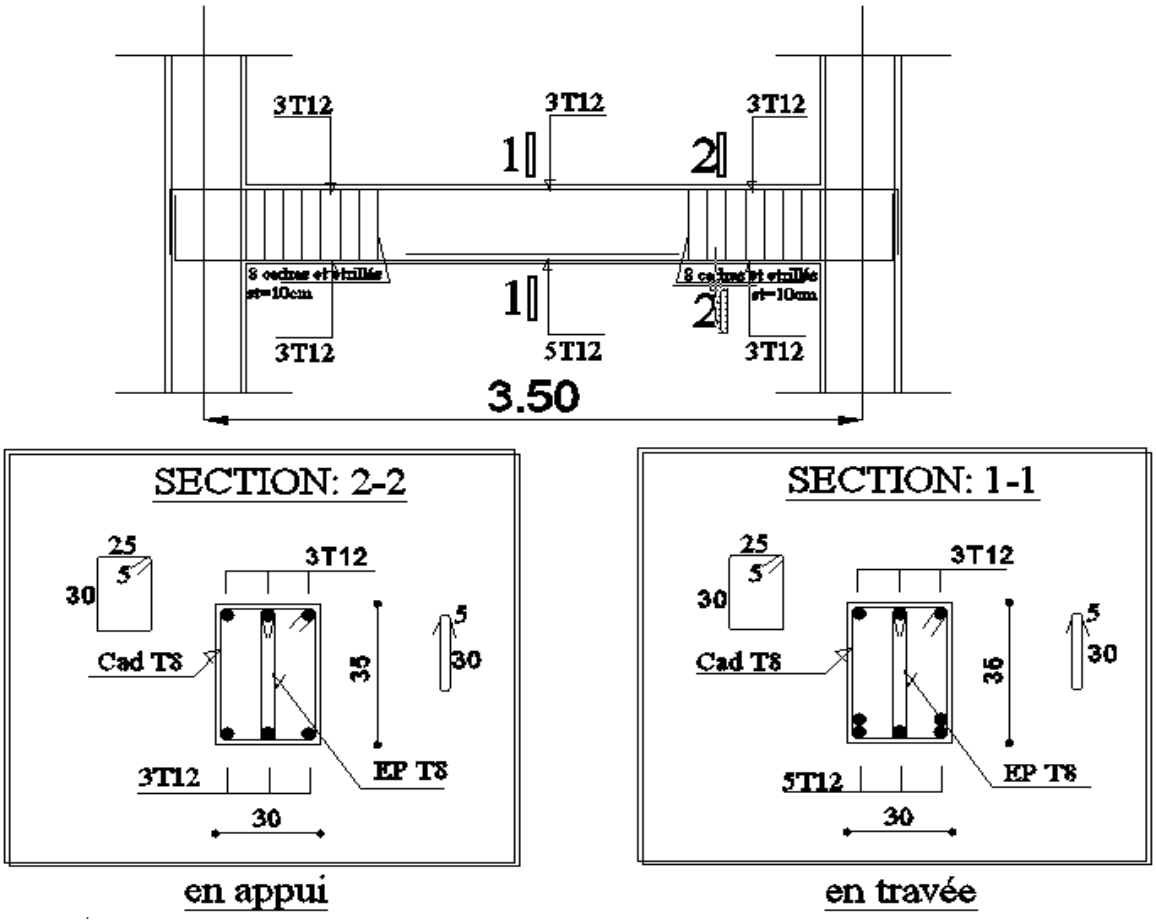


Figure III.8. Schéma de ferraillage de la poutre palière

III.5. ETUDE DE PLANCHER :

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

Les planchers en corps creux sont constitues de :

- Poutrelles préfabriquées assurent la fonction de portance, leurs entre axes est de 65cm
- Remplissage en corps creux, ayant une hauteur de 16 cm utilisé comme coffrage perdu

Et un isolant phonique et thermique.

Dalle de compression en béton armé de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage

de treillis soudés de nuance TL520 et ayant pour but de :

- ✓ Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- ✓ Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Répartir aux poutrelles voisines les charges localisées notamment celles des cloisons.

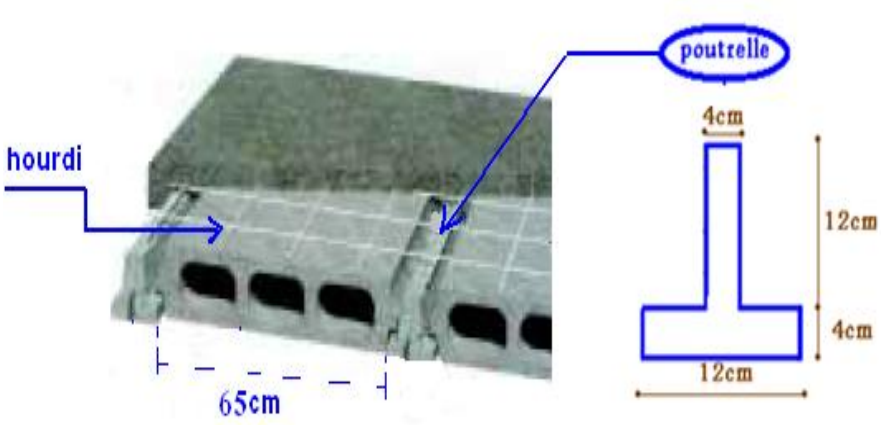


Figure III.9. Schéma statique de la coupe de plancher.

III.5.1. Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de 4cm.

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- **33 cm :** dans le sens parallèle aux poutrelles.
- **20cm :** dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**).

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

➢ Si : $L_1 \leq 50\ cm$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$A_{\perp nervures} = \frac{200}{fe}$

➢ Si : $50 \leq L_1 \leq 80\ cm$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$A_{\perp nervures} = 4.\frac{L_1}{f_e}$ $avec : (L_1\ en\ cm)$ Avec **:** un espacement : St=20 cm.

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles (L_1=65 cm).

$A_{\perp nervures}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles, Fe = 520MPa.

(F_e: limite élastique des aciers utilisées).Quadrillage de treilles soudé (TLE 520).

$A_{\perp nervures} = 4.\frac{65}{520} = 0.46 cm^2 / ml$ ⟹ $A_{\perp}$= 5Ø5 =1.41 cm^2

Avec un espacement : St=20 cm.

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$A_{//nervures} = A_T/2$ =1.41/2=0.705 cm^2 ⟹ $A_{//}$ =5Ø5=1.41cm^2

$A_{//}$:diamètre parallèle aux poutrelles.

✓ **Conclusion :**

Pour le ferraillage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont

la dimension des Mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (20x20).

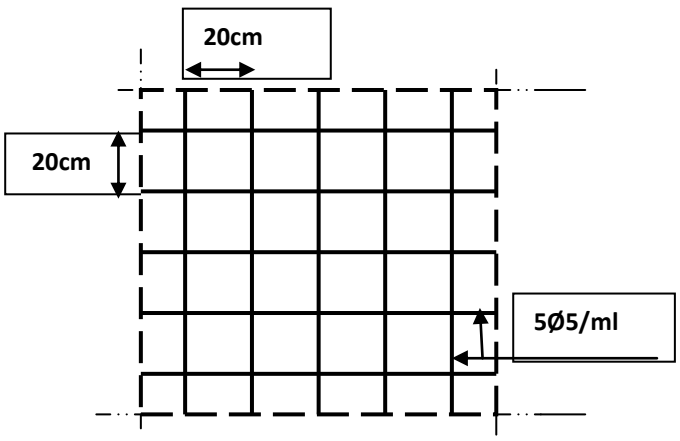


Figure III.10. Treillis soudés (20x20) cm^2.

III.5.2. DIMENSIONNEMENT DES POUTRELLES:

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

❖ **1ere étape : avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids de l'ouvrier et le poids du corps creux.

- Charges et surcharges :

-Charge permanente :

✓ poids propre de la poutrelle :

$0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12$ KN/m.

✓ poids propre du corps creux :

$0,65 \times 0,95 = 0,62$ KN/m.

✓ Surcharge main d'œuvre : 1 KN.

Donc : G=0,74 KN/m.

Q=1 KN/m.

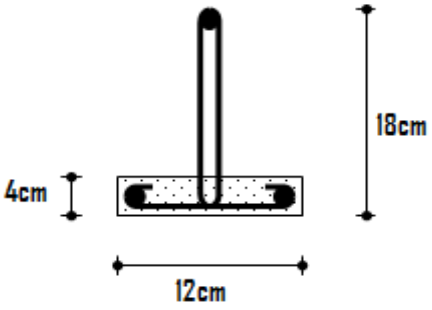


Figure III.11. Schéma de la poutrelle.

❖ **Sollicitation:**

Le calcul se fera à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS), on aura :

G=0, 74 KN/m. Q=1 KN/m.

ELS:

$q_s = G+Q$.

$q_S = 0,74 + 1 = 1,74$ KN/m.

ELU :

$q_U = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$.

$q_U = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5$ KN/m.

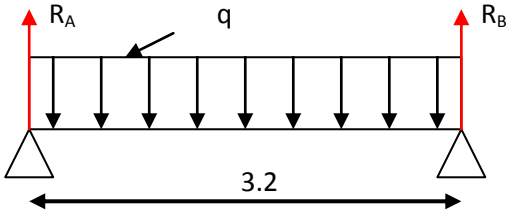


Figure III.12. Schéma de la travée.

$R_A = R_B = \frac{qu \times l}{2} = 4$ KN/ml

$M_u = \frac{qu \times l^2}{8} = 3.20$ KN.m

$Ms = \frac{qs \times l^2}{8} = 2.23$ KN.m

✓ Calcul de moment max en travée :

$M_0 = M_{max} = \frac{qu \times l^2}{8} = 3.20$ KN.m

avec $T_{max} = R_A = 4$ KN.

✓ Calcul des armatures :

La poutrelle est sollicitée à la flexion simple à l'ELU (car la fissuration est considérée comme peu nuisible).

b = 12 cm; h = 4 cm; d = h – 2 = 2cm ; $\gamma_b = 1, 5$;

$F_{bc} = 0,85.fc28 / \theta.\gamma b = 0, 85x25 / 1x1,5 = 14, 17MPa.$

✓ Calcul μ_{bu}:

D'après l'organigramme de flexion simple on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 d^2 F_{bc}} = \frac{3.20 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.2^2 \times 14.2} = 0.047$$

$$F_{bc} = \frac{0.85 F_{C28}}{\theta \gamma_b} = 14.2MPa$$

✓ Calcul μ_{lu} :

$10^4 * \mu_{lu} = 3440 * \gamma + 49 * F_{c28} - 3050$

➔ $\mu_{lu} = 0.31$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{3.20}{2.23} \approx 1.43$$

$\mu_{lu} = 0.31$ ➔ $\mu_{bu} < \mu_{lu}$ (Pas d'armature comprimée).: $A' = 0$.

Les aciers comprimés sont nécessaires afin d'équilibrer le moment M de la section d'armatures, mais on est limités par la section du béton (12 x 4). Il faut donc soulager la poutrelle par des étaiements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

- **2eme étape : après coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T,

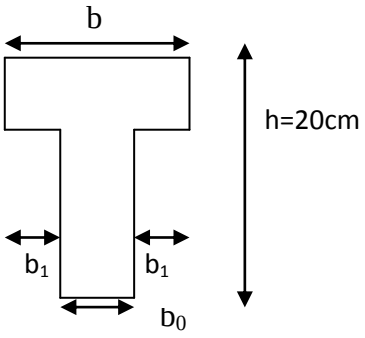
De la hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

. Poids propre de plancher

. Surcharges d'exploitation

✓ Détermination de la table de compression :



$$b_1 = \min \begin{cases} \mathbf{b_1} \le \dfrac{a}{2} \\ \mathbf{b_1} \le \dfrac{\mathbf{L}}{10} \\ \mathbf{6h_0} \le \mathbf{b_1} \le \mathbf{8h_0} \end{cases}$$

a : distance entre deux faces voisines de nervures

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \le \dfrac{(65-12)}{2} = 26.5cm \\ b_1 \le \dfrac{320}{10} = 32cm \\ 24 \le b_1 \le 32 \end{cases}$$

b_1 =0,265m.

D'où: $b=2b_1+b_0=65cm$ ➔ b_0 =12 cm

III.5.3. Méthode de calcul :

- **Choix de la méthode de calcul :**

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

A. La méthode forfaitaire.

B. La méthode de Caquot.

➢ **Méthode forfaitaire:**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

1) Q ≤ max (2G ; 5 KN/m²)
2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0,8 \le \dfrac{L_n}{L_{n+1}} \le 1,25$
4) Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

Pour ce type de calcul on utilisera la méthode forfaitaire

✓ Condition d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \max(2G, 5KN/m^2)$

Max (2x6.50, 5 KN/m^2) =13KN/m^2

Q=1KN/m^2

Donc $Q \leq \max(2G, 5\ KN/m2) \Rightarrow$ condition vérifier

- les sections des poutres sont constantes $\Rightarrow$ condition vérifié

$I_1=I_2=\cdots\cdots=I_n$

- $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$L_i=L_{i+1}$= 3.2m

Donc $0.8 \leq 1 \leq 1.25 \Rightarrow$ condition vérifier

- fissuration est considère peu préjudiciable

Les quatre conditions sont vérifiées .ce qui implique que la méthode forfaitaire est applicable.

Le cas le plus défavorable :

$$\begin{cases} G=6{,}50KN/m^2 \\ Q=1.0KN/m^2 \end{cases}$$

III.5.4. Calcul des charges et surcharges :

- Combinaison :

ELS : $q_S = Q + G$

ELU : $q_U = 1.35\ G + 1.5\ Q$

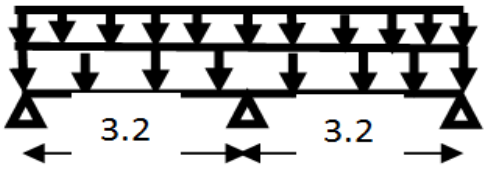


Figure III.13. Schéma statique de la poutrelle type 1.

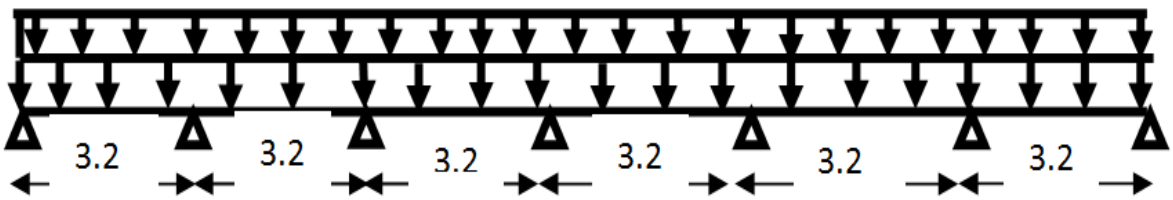


Figure III.14. Schéma statique de la poutrelle type 2.

➢ **évaluation des charges :**

- plancher terrasse : G : 6.5 KN / m²
  Q : 1 KN / m²
- Etage courant : G : 5.4 KN / m²
  Q : 1.5 KN / m²

Max : G = 6.5 KN /m²

Q = 1 KN / m²

q u = (1.35x 6.5 + 1.5 x 1) 0.65 = 6.68 KN /m

q s = (6.5 + 1) x 0.65 = 4.88 KN /m

✓ **Les moments à L'ELU :**

a. 1er type : deux travée :

$M_0 = \frac{Q_u l^2}{8}$ = 8.55 KN.m

$\boldsymbol{\alpha} = \frac{\boldsymbol{Q}}{\boldsymbol{Q+G}} = \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{1+6.5}}$ = 0.13

- Les moments aux appuis :

$M_1 = M_3$ = 0.15 Mo = 0.15 (8.55) =1.28 KN.m

M_2 = -0.6 (8.55) = -5.13 KN .m

- Les moments en travée :

$M_{tmin} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.2+0.3\times0.13}{2}$ 8.55 = 5.3 KN.m

M_{tx} =Max $\begin{cases}(1+0.3\alpha)Mo, \\ 1.05Mo\end{cases} - \frac{Mw+Me}{2}$

M_{tx} =Max $\begin{cases}8.88 \\ 8.98\end{cases} - \frac{\mathbf{1.28+5.13}}{\mathbf{2}}$ = 5.78 KN.m

M_t = Max (M_{tmin} , M_{tx}) = 5.78 KN.m

- Calcule des efforts tranchants :

D'après le BAEL 91 :

$$\begin{cases} V_w = -2\frac{\mathbf{Mw+Mt}}{\mathbf{a}} & a = L\left(\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{1}+\sqrt{\frac{\mathbf{Me+Mt}}{\mathbf{Mw+Mt}}}}\right) \\ V_e = -2\frac{\mathbf{Mw+Mt}}{\mathbf{b}} & b=L-a \end{cases}$$

a: la distance entre l'appui et le point ou l'effort tranchant est nul (v=0)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	**A**		**B**
L (m)	3.2		3.2
Mo (KN.m)	8.55		8.55
N(d'appui)	1	2	3
Ma(KN.m)	1.28	5.13	1.28
Coef forfaitaire	0.15	0.6	0.15
M_{tmin}(KN.m)	5.3		5.3
M_{tx} (KN.m)	5.78		5.78
Mt (KN.m)	5.78		5.78
a(m)	1.43		1.77
b (m)	1.77		1.43
V_w (KN)	-9.87		-7.98
V_e (KN)	7.98		9.87
M_w (KN.m)	1.28		5.13
M_e (KN.m)	5.13		1.28

Tableau III.12. Les moments et l'effort tranchant à L' ELU de 1er type.

b. 2eme type : six travée :

$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = 8.55$ KN.m

$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.5} = 0.13$

- Les moments aux appuis :

$M_1 = M_7 = 0.15\ Mo = 0.15\ (8.55) = 1.28$ KN.m

$M_2 = M_6 = -0.5\ (8.55) = -4.28$ KN .m

$M_3 = M_4 = M_5 = -0.4\ (8.55) = -3.42$ KN .m

- Les moments en travée de rive:

$M_{tmin} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.2+0.3\times0.13}{2} 8.55 = 5.3$ KN.m

$M_{tx} = Max \begin{cases} (1+0.3\alpha)Mo, \\ 1.05Mo, \end{cases} - \frac{Mw+Me}{2}$

$M_{tx} = Max \begin{cases} 8.88 \\ 8.98 \end{cases} - \frac{1.28+4.28}{2} = 6.20$ KN.m

$M_t = Max\ (M_{tmin}, M_{tx}) = 6.20$ KN.m

- Les moments en travée voisin de rive :

$M_{tmin} = \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1+0.3\times0.13}{2} 8.55 = 4.44$ KN.m

M_{tx} =Max $\begin{cases}(1+0.3\alpha)Mo, \\ 1.05Mo,\end{cases}$ $-\frac{Mw+Me}{2}$

M_{tx} =Max $\begin{cases}8.88 \\ 8.98\end{cases}$ $-\frac{4.28+3.42}{2}$ = 5.13 KN.m

M_t = Max (M_{tmin} , M_{tx}) = 5.13 KN.m

- Les moments en travée de centre :

M_{tmin}= $\frac{1+0.3\alpha}{2}$ M_0 = $\frac{1+0.3\times0.13}{2}$ 8.55 = 4.44 KN.m

M_{tx} =Max $\begin{cases}(1+0.3\alpha)Mo, \\ 1.05Mo,\end{cases}$ $-\frac{Mw+Me}{2}$

M_{tx} =Max $\begin{cases}8.88 \\ 8.98\end{cases}$ $-\frac{3.42+3.42}{2}$ = 5.56 KN.m

M_t = Max (M_{tmin} , M_{tx}) = 5.56 KN.m

- Calcule des efforts tranchants :

D'après le BAEL 91 :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	**A**	**B**	**C**	**D**	**E**	**F**
L (m)	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
Mo (KN.m)	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55

N(d'appui)	1	2	3	4	5	6	7
Ma(KN.m)	1.28	4.28	3.42	3.42	3.42	4.28	1.28
Coef forfaitaire	0.15	0.5	0.4	0.4	0.4	0.5	0.15

M_1(KN.m)	5.3	4.44	4.44	4.44	4.44	5.3
M_2(KN.m)	6.2	5.13	5.56	5.56	5.13	6.2
Mt	6.2	5.13	5.56	5.56	5.13	6.2
a(m)	1.47	1.64	1.6	1.6	1.56	1.73
b (m)	1.73	1.56	1.6	1.6	1.64	1.47
V w(KN)	-10.18	-11.48	-11.23	-11.23	-12.06	-8.65
V e (KN)	8.65	12.06	11.23	11.23	11.48	10.18
Mw (KN.m)	1.28	4.28	3.42	3.42	3.42	4.28
Me (KN.m)	4.28	3.42	3.42	3.42	4.28	1.28

Tableau III.13. Les moments et l'effort tranchant à l'ELU de 2eme type.

✓ **Les moments a L'ELS :**

a. 1er type : deux travées :

$M_0 = \frac{qs \times l^2}{8} = \frac{4.88 \times 3.2^2}{8} = 6.25$ KN.m

$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.5} = 0.13$

- Les moments aux appuis :

$M_1 = M_3 = 0.15$ Mo $= 0.15\ (6.25) = 0.94$ KN.m

$M_2 = -0.6\ (6.25) = -3.75$ KN .m

- Les moments en travée :

$M_{tmin} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.2+0.3\times0.13}{2} 6.25 = 3.87$ KN.m

$M_{tx} = \text{Max} \begin{cases} (1+0.3\alpha)\text{Mo}, \\ 1.05\text{Mo}, \end{cases} - \frac{Mw+Me}{2}$

$M_{tx} = \text{Max} \begin{cases} 6.49 \\ 6.56 \end{cases} - \frac{0.94+3.75}{2} = 4.22$ KN.m

$M_t = \text{Max}\ (M_{tmin}, M_{tx}) = 4.22$ KN.m

- Calcule des efforts tranchants :

D'après le BAEL 91 :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	**A**		**B**
L (m)	3.2		3.2
Mo (KN.m)	6.25		6.25
N(d'appui)	1	2	3
Ma(KN.m)	0.94	3.75	0.94
Coef forfaitaire	0.15	0.6	0.15
M_1(KN.m)	3.87		3.87
M_2(KN.m)	4.22		4.22
Mt	4.22		4.22
a(m)	1.43		1.77
b (m)	1.77		1.43
V w(KN)	-7.23		-5.83
V e (KN)	5.83		7.23
Mw(KN.m)	0.94		3.75
Me(KN.m)	3.75		0.94

Tableau III.14. Les moments et l'effort tranchant à L' ELS de 1er type.

b. 2eme type : six travée :

$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = 6.25$ KN.m

$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.5} = 0.13$

- Les moments aux appuis :

$M_1 = M_7 = 0.15$ Mo $= 0.15\ (6.25\ ) = 0.94$ KN.m

$M_2 = M_6 = -0.5\ (6.25\ ) = -3.13$ KN.m

$M_3 = M_4 = M_5 = -0.4\ (6.25\ ) = -2.5$ KN.m

- Les moments en travée de rive:

- $M_{tmin} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.2+0.3\times0.13}{2} 6.25 = 3.87$ KN.m

$M_{tx} = \text{Max} \begin{cases} (1+0.3\alpha)\text{Mo}, \\ 1.05\text{Mo}, \end{cases} - \frac{Mw+Me}{2}$

$M_{tx} = \text{Max} \begin{cases} 6.49 \\ 6.56 \end{cases} - \frac{0.94+3.13}{2} = 4.53$ KN.m

$M_t = \text{Max}\ (M_{tmin}, M_{tx}) = 4.53$ KN.m

- Les moments en travée voisin de rive :

$M_{tmin} = \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1+0.3\times0.13}{2} 6.25 = 3.25$ KN.m

$M_{tx} = \text{Max} \begin{cases} (1+0.3\alpha)Mo, \\ 1.05Mo, \end{cases} - \frac{Mw+Me}{2}$

$M_{tx} = \text{Max} \begin{cases} 6.49 \\ 6.56 \end{cases} - \frac{3.13+2.5}{2} = 3.75$ KN.m

$M_t = \text{Max}\ (M_{tmin}, M_{tx}) = 3.75$ KN.m

- Les moments en travée de centre :

$M_{tmin} = \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1+0.3\times0.13}{2} 6.25 = 3.25$ KN.m

$M_{tx} = \text{Max} \begin{cases} (1+0.3\alpha)Mo, \\ 1.05Mo, \end{cases} - \frac{Mw+Me}{2}$

$M_{tx} = \text{Max} \begin{cases} 6.49 \\ 6.56 \end{cases} - \frac{2.5+2.5}{2} = 4.06$ KN.m

$M_t = \text{Max}\ (M_{tmin}, M_{tx}) = 4.06$ KN.m

- Calcule des efforts tranchants :

D'après le BAEL 91 :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	**A**	**B**	**C**	**D**	**E**	**F**
L (m)	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
Mo (KN.m)	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25

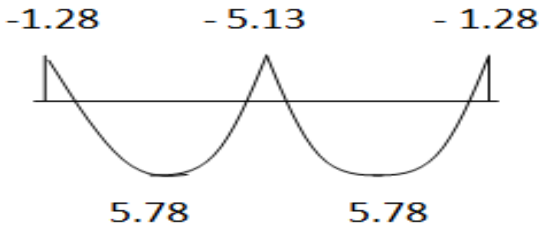
N(d'appui)	1	2	3	4	5	6	7
Ma(KN.m)	0.94	3.13	2.5	2.5	2.5	3.13	0.94
Coef forfaitaire	0.15	0.5	0.4	0.4	0.4	0.5	0.15

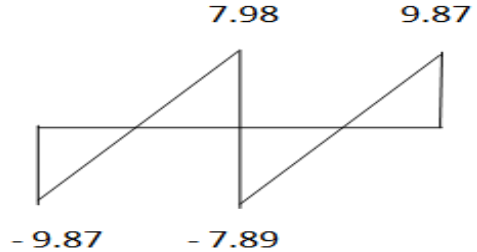
M_1(KN.m)	3.87	3.25	3.25	3.25	3.25	3.87
M_2(KN.m)	4.53	3.75	4.06	4.06	3.75	4.53
Mt	4.53	3.75	4.06	4.06	3.75	4.53
a(m)	1.47	1.64	1.6	1.6	1.56	1.73
b (m)	1.73	1.56	1.6	1.6	1.64	1.47
V w(KN)	-7.44	-8.39	-8.20	-8.20	-8.20	-6.32
V e (KN)	6.32	8.20	8.20	8.20	8.39	7.44
Mw(KN.m)	0.94	3.13	2.5	2.5	2.5	3.13
Me(KN.m)	3.13	2.5	2.5	2.5	3.13	0.94

Tableau III.15. Les moments et l'effort tranchant à L' ELS de 2eme type.

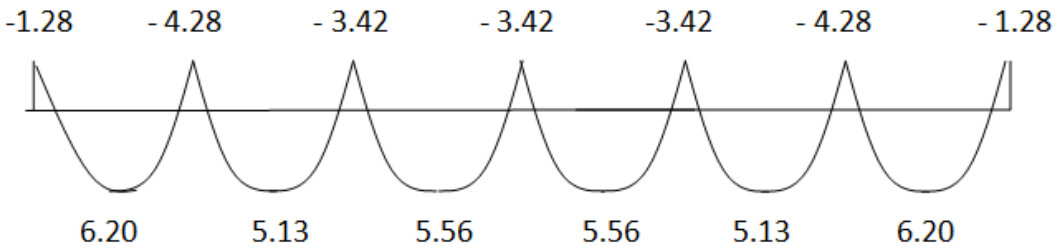
- Diagramme des moments et des efforts tranchants :
  - **à L'ELU :**

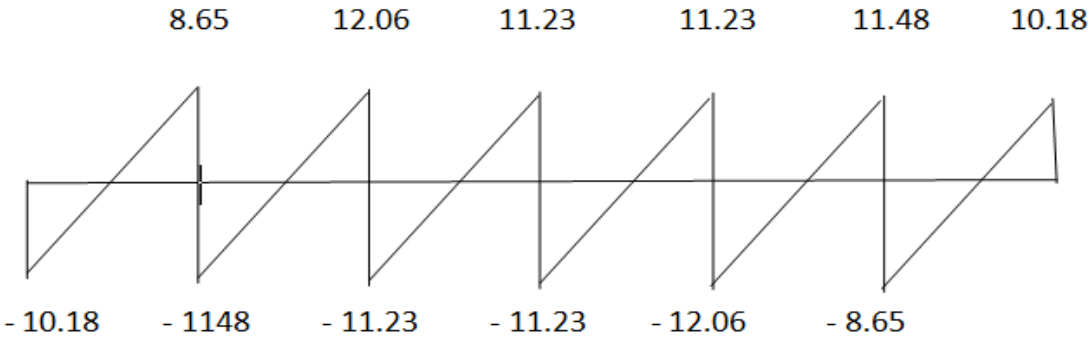
a. 1er type :





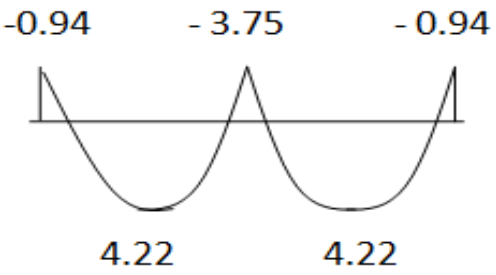
b. 2eme type :

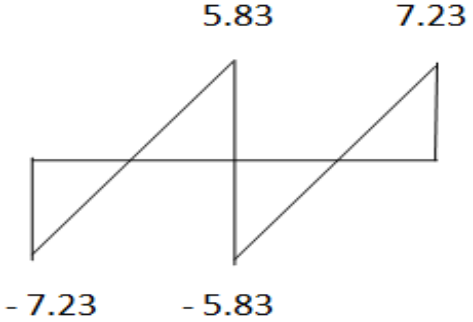




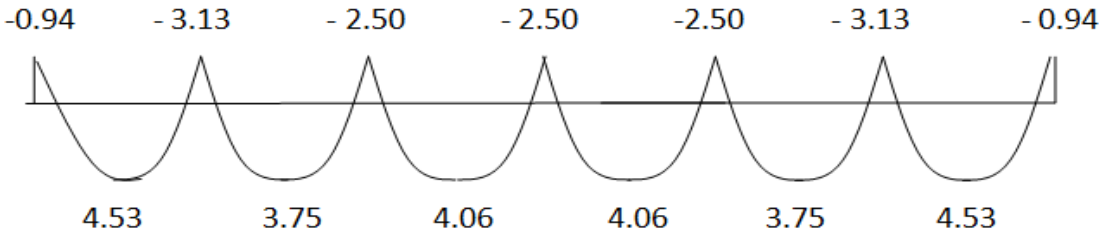
❖ **à L'ELS :**

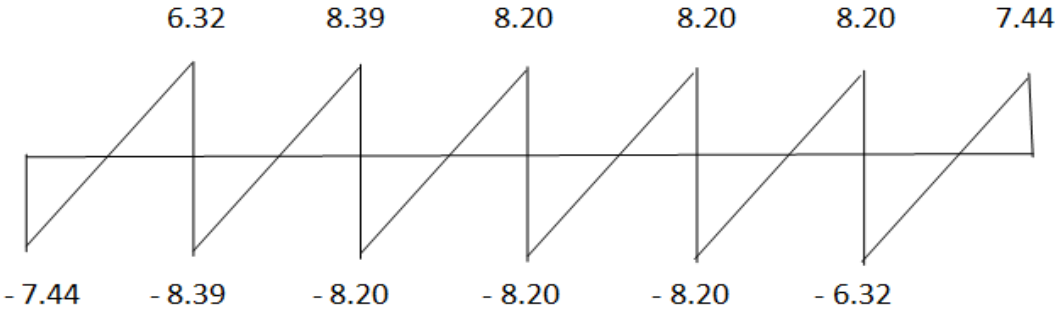
a. 1er type :





b. 2eme type :





III.5.5. ferraillages des poutrelles :

Les moments dans les deux types sont proches donc on prend la valeur maximale des deux pour le ferraillage.

	Travée (KN.m)		**Appui (KN.m)**	
	M_u^{max}	M_s^{max}	M_u^{max}	M_s^{max}
Type 01	5.78	4.22	5.13	3.75
Type 02	6.2	4.53	4.28	3.13
Moment max de ferraillage	6.2	4.53	5.13	3.75

Tableau III.16. Les moments de calcules.

❖ **Calcul du ferraillage en travée :**

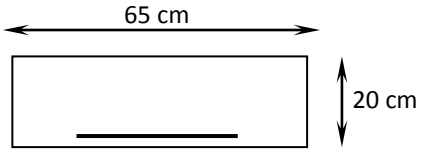
Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

$M_{t.u}^{max}$ = 6.2KN.m

$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2Fbc}$

b=65cm

h=20cm



d=0.9h=18cm

μ_{bu} = 0 ,021

$\gamma = M_u / M_{ser} = \frac{7,42}{5,41} = 1,37$

$10^4\ \mu_{lu} = 3440\ \gamma + 49 f_{c28} - 3050.$

$\mu_{lu} = 0,29$

$\mu_{bu} \prec \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$ (Pas d'armature comprimée)

$Z_b = d\ (1-0,6\ \mu_{bu}) = 0,18\ (1- 0,6 \times 0,021)$

$Z_b = 0,18$ m

$$A = \frac{Mu}{Zb\ X\ Fed} = \frac{6.2 \times 10-3}{0,18 \times 348} = 0.99\ cm^2$$

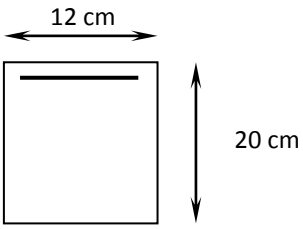
On adopte :3T10 …As=2.36cm^2

Position	**M_u(KN.m)**	**M_s(KN.m)**	μ_{bu}		μ_{lu}	**Z_b(m)**	**A(cm^2)**
Travée	6.2	4.53	0.021	1.37	0.29	0.18	0.99

Tableau III.17. Ferraillage en travée.

❖ **Ferraillage En appui :**

$M_{a.u}^{max}$ =5,11 KN.m , M_{ser} = 3,73 KN.m , b_0=12cm



$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b0 \times d^2 x\ FbU} = \frac{5.13}{12 \times 18^2 x\ 14,2} = 0,093$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{5,13}{3.75} = 1,37$$

$10^4\ \mu_{lu} = 3440\ \delta + 49\ Fc\ 28 - 3050$

$\mu_{lu} = 0,29$

$\mu_{bu} \prec \mu_{lu}$ A'=0

Zb= d (1-0,6 μ_{bu})= 17cm

$$As = \frac{Mu}{Zb\ x\ Fed} = \frac{5,13x\ 10-3}{0.17x\ 348} = 0,87\ cm2$$

On adopte :3T10 …As=2.36cm^2

Position	**M_u(KN.m)**	**M_s(KN.m)**	μ_{bu}		μ_{lu}	**Z_b(m)**	**A(cm^2)**
Travée	5.13	3.75	0.093	1.37	0.29	0.18	0.87

Tableau III.18. Ferraillage en appui.

❖ **Armature transversal:**

$\emptyset_t = \min\ (\frac{h}{35}, \frac{bo}{10}; \emptyset_1) = \min(\frac{200}{35}, \frac{650}{10}, 10)$ ➔ $\emptyset_t$= 0,571 cm .

Les armatures transversales seront réalisées par étrier de $Ø_6$ A_t=2HA6=0.57cm²

- L'espacement entre cadre :

$$St \le \min(0{,}9d\ ;\ 40\ cm) = \min(0{,}9\times 18\ ;\ 40\ cm) = 16{,}2\ cm$$

Soit un espacement :St=15 cm

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers T6, avec un espacement constant

S_t = 15 cm.

❖ **Calcul de l'ancrage**

Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \qquad HA \rightarrow \psi = 1.5$$

$\tau_{su} = 0.6\ \Psi^2\ f_{t28} = 0.6 \times\ (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84$ MPa

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \qquad HA \rightarrow \psi = 1.5$$

III.5.6. Vérification :

à L'ELU :

✓ Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 b_o d . f_{t28}}{f_e} = 0.26\ cm^2$$

En travée: Au= 2.36cm^2>0,26 cm

Aux appuis : Au =2.36 cm^2>0,26cm

Alors la condition est vérifiée

✓ Vérification de l'effort tranchant:

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :T_u^{max}=12.06 KN

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

Tel que :

$\bar{\tau}_u = (0{,}2 f_{c28})/\gamma_b = 3.3$MPa

T_u^{max} =12.06KN

$\tau_u = \frac{Tu}{bo.d} = \frac{12.06\times10-3}{0.12\times0.18}$= 0.56 MPa ➔ 0.56 < 3.33 MPa condition vérifiée.

✓ Vérification d'hadirence des barres :

$\tau_s = \frac{Tu}{0,9d\sum Ui}$ avec $\sum_{i=1}^{n} U_i = n.\pi.Ø$= 3x3.14x1= 9.42 cm

$\check{\tau}_{ser} = f_{ij} x\ \psi$ = 1.5x2.1 = 3.15 MPa Avec : ψ =1.5 pour HA

T_u = 12.06KN

$\tau s = \frac{12.06\times10-3}{0.9\times0.18\times9.42\times10-2}$ = 0.8 MPa

$\tau_{ser} < \check{\tau}_{ser}$ ➔ 0.8 < 3.15 …….. Condition vérifié.

à l'ELS:

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

✓ Vérification des contraintes du béton :

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser}, la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

❖ **En travée :**

M_{ser}= 4.53 KN ; b= 65 cm, As=2.36cm²

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

Avec : $I=\frac{b}{3}y+15A_s(d-y)^2$

- Position de l'axe neutre :

$\frac{b}{2}y^2+n(A+A')\ y-n(d\ A+d'A')=0$

$(b/2)y^2+nA_sy-nA_sd=0$

$32.5y^2+15x2.36y-15x2.36x18=0$ ➔ y=3.92 cm donc I= 8323.04 cm^4

Mser= 4.53 MPa

Y= 3,96 cm

I= 8323.04 cm^4

$\sigma_{bc} = \frac{Mser}{I} y = \frac{4.53\times10-3\times3.92\times10-2}{8323.04\times10-8}$ = 2.13 MPa

σ_{bc}= 3,28 Mpa< $\breve{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa Vérifiée.

❖ **sur appuis :**

Mser= 3,75 KN.m

As =2.36cm²

b=12cm

- Position de l'axe neutre :

$\frac{b}{2}y^2+n(A+A')\,y-n(d\,A+d'A')=0$

$(b/2)y^2+nA_sy-nA_sd=0$

$6y^2+15x2.36y-15x2.36x18=0$ ➔ y=7.77 cm donc I= 5581.10 cm^4

$\sigma_{bc}=\frac{Mser}{I}y=\frac{3.75\times10-3\times7.77\times10-2}{5581.10\times10-8}$ = 5.22 MPa

σ_{bc} = 5.22 < 15 MPa …… Condition vérifiée

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

	M_{ser}(KNm)	A_s(cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	b_{bc}(MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	verification
Travée	4.53	2,36	9.92	8323.04	2.13	15	**Vérifiée**
Appuis	3,75	2.36	7.77	55810.1	5.22	15	**Vérifiée**

Tableau III.19. Vérification des contraintes de béton.

✓ Vérification de la flèche :(Art A.3.6.51/ BAEL91modifié 9) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se disposer de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L}\geq\frac{1}{16} \\ \frac{h}{L}\geq\frac{1}{10}\times\frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b_0\cdot d}\leq\frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

On a :

$$\begin{cases} \frac{h}{L}\geq\frac{1}{16}\rightarrow\frac{20}{320}\geq\frac{1}{16}\rightarrow 0.063>0.062 \quad\text{……..….«Condition vérifiée »} \\ \frac{h}{L}\geq\frac{Mt}{10Mo}\rightarrow\frac{20}{320}\geq\frac{4.53}{10\times6.25}\rightarrow 0.063>0.53 \quad\text{……«Condition vérifiée »} \end{cases}$$

$\frac{As}{bo.d} \leq \frac{4.2}{fe}$ ➔ $\frac{2.36}{65\times18} \geq \frac{4.2}{400}$ ➔ 0.002 < 0.0105 ……..….«Condition vérifiée »

Donc vérification de la flèche n'est pas nécessaire .

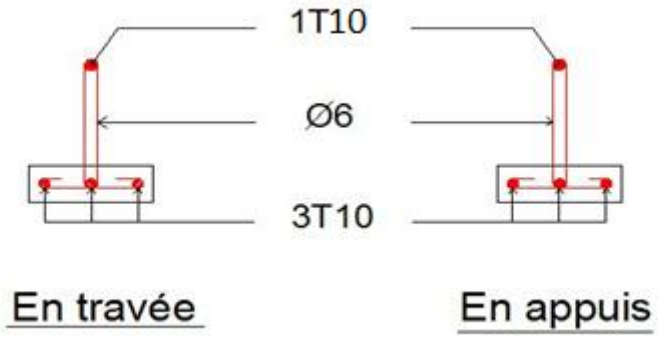


Figure III.15. Schéma de ferraillage de poutrelle.

III.6. CALCUL DE LA DALLE DE LA SALLE MACHINE :

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

Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement **V= 1m/s**, la surface de la cabine est de (1,4x1, 4=1,96 m^2) pouvant chargées six (06) personnes, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de **6** tonnes.

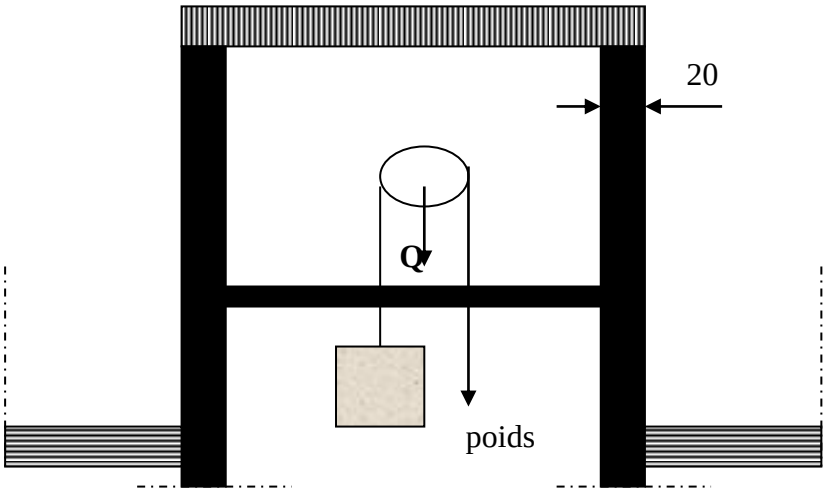


Figure III.16. Schéma de l'ascenseur.

III.6.1. Dimensionnement :

h_t doit être au moins égale à 12 cm (RPA 99 version 2003), soit h_t =15 cm

la dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaque de PIGEAUD, qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

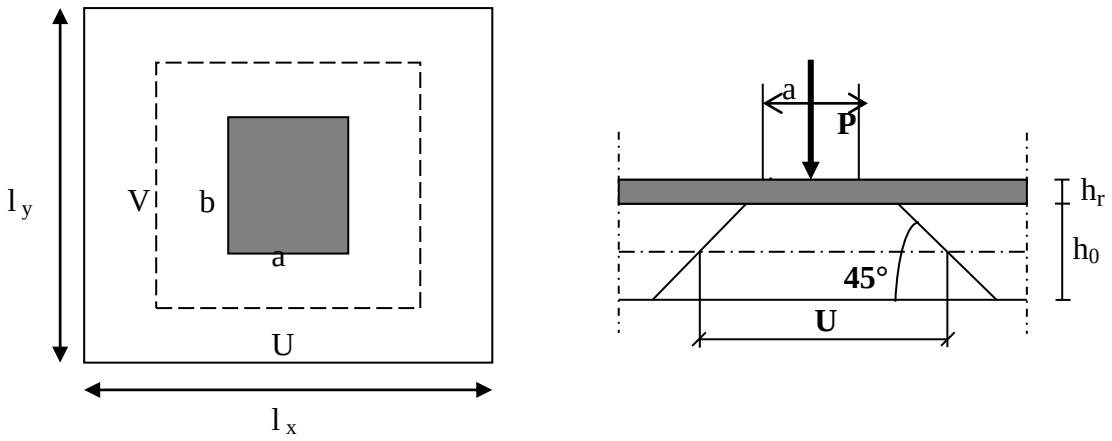


Figure III.17. Schéma représente les déférentes dimensions de la dalle machine.

On a $\frac{l_x}{l_y}=\frac{1,7}{1,7}=1>0,4 \Leftrightarrow$ La dalle porte sur les deux sens

$$U = a + 2h_r + h_0$$
$$V = b + 2h_r + h_0.$$

Avec : h_0 : épaisseur de la dalle (h_0=15 cm)

h_r : épaisseur du revêtement (h_r=4cm)

a = b=80cm ; cote de rectangle dont la quelle

D'où :

U =0,8+ 2x0, 04+0,15= 1,03m

V =0,8+ 2x0, 04+0,15= 1,03m

III.6.2. Les moments M_{X1}, M_{Y1} du système de levage :

$$M_{X1} = (M_1 + \nu M_2)q$$
$$M_{y1} = (M_1 + \nu M_2)q$$

Avec **:**

ν **:** Coefficient de Poisson ➔ $\begin{cases}\nu = 0 \text{ à L'ELU}\\ \nu = 0,2 \text{àL'ELS}\end{cases}$

M_1, M_2 : Coefficients donnée en fonction de ($\rho, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$) à partir des abaques de PIGEAUD

On a : $\left.\begin{array}{l}\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1\\ \frac{U}{l_x} = \frac{103}{170} = 0,60\\ \frac{V}{l_y} = \frac{103}{170} = 0,60\end{array}\right\} \Rightarrow$ M_1=0,076=M_2

À L'ELU : M_{X1}= q M_1

M_{y1}= q M_1

Avec : q = 1,35G +1,5Q = 1,35x60+1,5x0 =81 KN

M_{X1}=81x0, 076 =6,156 KN.m

M_{y1}=81x0, 076= 6,156 KN.m

❖ **Les moments dus au poids propre de la dalle M_{X2}, M_{Y2} :**

Les valeurs approchée des coefficients μ_x et μ_y :

($\alpha = l_x / L_y$)

calculs	μ_x	μ_y
E. L. U	$1/8(1+2,4\ \alpha^3)$	$\alpha^2\ [1-0,95\ (1-\alpha)\ 2]$
E. L. S	$1/8(1+2\ \alpha^3)$	$\alpha^2\ [1+1,5\ (1-\alpha)\ 2]$

Tableau III.20. Les formules des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases}$$

$$M_{X2} = \mu_x \ q\ l_x^2$$
$$M_{y2} = \mu_y \ \ M_{X2}$$

q =1,35x3, 75+1,5x1= 6,56 KN.m

M_{X2}= 0,0368x6, 56x $(1,7)^2$ = 0,7 KN.m

M_{y2} = 0,7 KN.m

❖ **superposition des moments :**

$M_X = M_{X1} + M_{X2}$ = 6,856 KN.m

$M_y = M_{y1} + M_{y2}$ = 6,856 KN.m

❖ **Ferraillage :**

➢ **Armatures longitudinales :**

✓ **Sens X-X :**

- **Aux appuis :**

M_a =0,5 x 6,856 =3,428 KN.m

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{tj}} = \frac{3,428 \cdot 10^6}{1000 \cdot 130^2 \cdot 14,2} = 0,014 < \mu_R = 0,3 \Rightarrow \text{OK}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$A_a = \frac{M_a}{z_b\ f_{ed}} = \frac{3428}{0,13x348} = 75,77\ \text{mm}^2 = 0,76\text{cm}^2$$

Soit : 5HA8 / ml = 2,51cm^2/ml avec S_t = 20 cm.

- **En travées :**

M_t =0,75 x 6,856 =5,142 KN.m

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{tj}} = \frac{5,142 \cdot 10^6}{1000 \cdot 130^2 \cdot 14,2} = 0,021 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{OK}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$A_t = \frac{M_a}{z_b\ f_{ed}} = \frac{5142}{0,13x348} = 113,66\ \text{mm}^2 = 1,14\text{cm}^2$$

Soit : 5HA8 / ml = 2,51cm^2/ml avec S_t = 20 cm.

✓ **Sens Y-Y :** Les résultats sont les mêmes que dans le (sens x-x)

➢ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0{,}23\, b\, d\, \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 0{,}8 \times 0{,}135\, \frac{2{,}1}{400} = 1.3 cm^2$$

Aux appuis : A_{ua}=2,51 cm^2/ml >A_{min} = 1,3cm^2/ml → condition vérifiée.

En travées : A_{ut}=2,51 cm^2/ml >A_{min} = 1,3cm^2/ml → condition vérifiée.

Cette condition est vérifiée pour les deux sens (x-x) et (y-y).

À l'LES :

❖ **Les moments M_{X1}, M_{Y1} du système de levage :**

$$M_{X1} = (M_1 + \nu M_2) q$$
$$M_{y1} = (M_1 + \nu M_2) q$$

Avec: $\nu = 0{,}2$ q = G+Q = 60KN

M_{X1}= (0, 076+0, 2x0, 076)60 =5,472 KN.m

M_{y1}= (0, 076+0, 2x0, 076)60 =5,472 KN.m

❖ **Les moments dus au poids propre de la dalle M_{X2}, M_{Y2} :**

q = G+Q = 3, 75 + 1 = 4, 75 KN

$$M_{X2} = \mu_x\ q\, l_x^2 = 0{,}0368 x 4{,}75 x (1{,}7)^2 = 0{,}51 KN.m$$
$$M_{y2} = \mu_y\ \ M_{X2} = 1 x 0{,}51 = 0{,}51 KN.m$$

❖ **Superposition des moments :**

$M_X = M_{X1} + M_{X2}$ = 5,982 KN.m

$M_y = M_{y1} + M_{y2}$ = 5,982 KN.m

❖ **Ferraillage :**

✓ **Sens X-X :**

➢ **En appui :**

M_a =0,5 x 5,982 =2,991 KN.m

$$A_a = \frac{M_a}{z_b f_{ed}} = \frac{2991}{0{,}113 x 348} = 76{,}06\ mm^2 = 0{,}76 cm^2$$

Soit : 5HA8 / ml = 2,51cm^2/ml avec S_t = 20 cm.

➢ **En travée :**

M_t =0,75 x 5,982 =4,4865 KN.m

$$A_t = \frac{M_a}{z_b f_{ed}} = \frac{4486{,}5}{0{,}113 x 348} = 114{,}09\ mm^2 = 1{,}15 cm^2$$

Soit : 5HA8 / ml = 2,51cm^2/ml avec S_t = 20 cm.

✓ **Sens Y-Y :** Les résultats sont les mêmes que dans le (sens x-x)

Conclusion:

Les armatures adoptées à L' ELU sont largement suffisantes.

➢ **Armatures transversales :**

Ils ne sont pas nécessaires

❖ **Vérification à LELS :**

- **Contrainte de compressions dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15Mpa$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15.\left[A_S(d-y)^2 + A_S^{'}(y-d^{'})^{2'}\right]$$

$$Y = \frac{15(A_S + A_S^{''})}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_S + d^{'}.A_S^{''})}{7{,}5(A_S + A_S^{''})^2}} - 1\right]$$

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

M_{ser}(KN.m)	As(cm^2)	I(cm^4)	Y(cm)	KKg/cm^3	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
4,4856	2,51	2,812.10	2,7	11,2	3	15	Vérifier

Tableau.III.21. Vérification de la Contrainte de compressions dans le béton.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

❖ **Vérification à LELU :**

- **Espacement des barres :**

Armatures A_x // à l_x

$S_t \leq \min\{3h, 33\ cm\} = \min\{45, 33\ cm\} = 33cm \rightarrow S_t = 20cm \rightarrow$ vérifiée.

Armatures A_y // à l_y

$S_t \leq \min\{4h, 45\ cm\} = \min\{60, 45\ cm\} = 45cm \rightarrow S_t = 20cm \rightarrow$ vérifiée.

- **Vérification de contrainte tangentielle:**

Les efforts sont max au voisinage de la charge centrée.

Au niveau de U : $T_{max} = \frac{p}{2a+b} = \frac{60}{2{,}4} = 25KN$

Au niveau de V : $T_{max} = \frac{p}{2a+b} = \frac{60}{2,4} = 25KN$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5MPa) = 3,33Mpa$ (Fissuration peu nuisible)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{25x10^3}{1000x130} = 0,19Mpa \leq \bar{\tau}_u = 3,33Mpa$$

$\tau_u = 0,19Mpa \leq \bar{\tau}_u = 3,33Mpa$ ……..vérifié

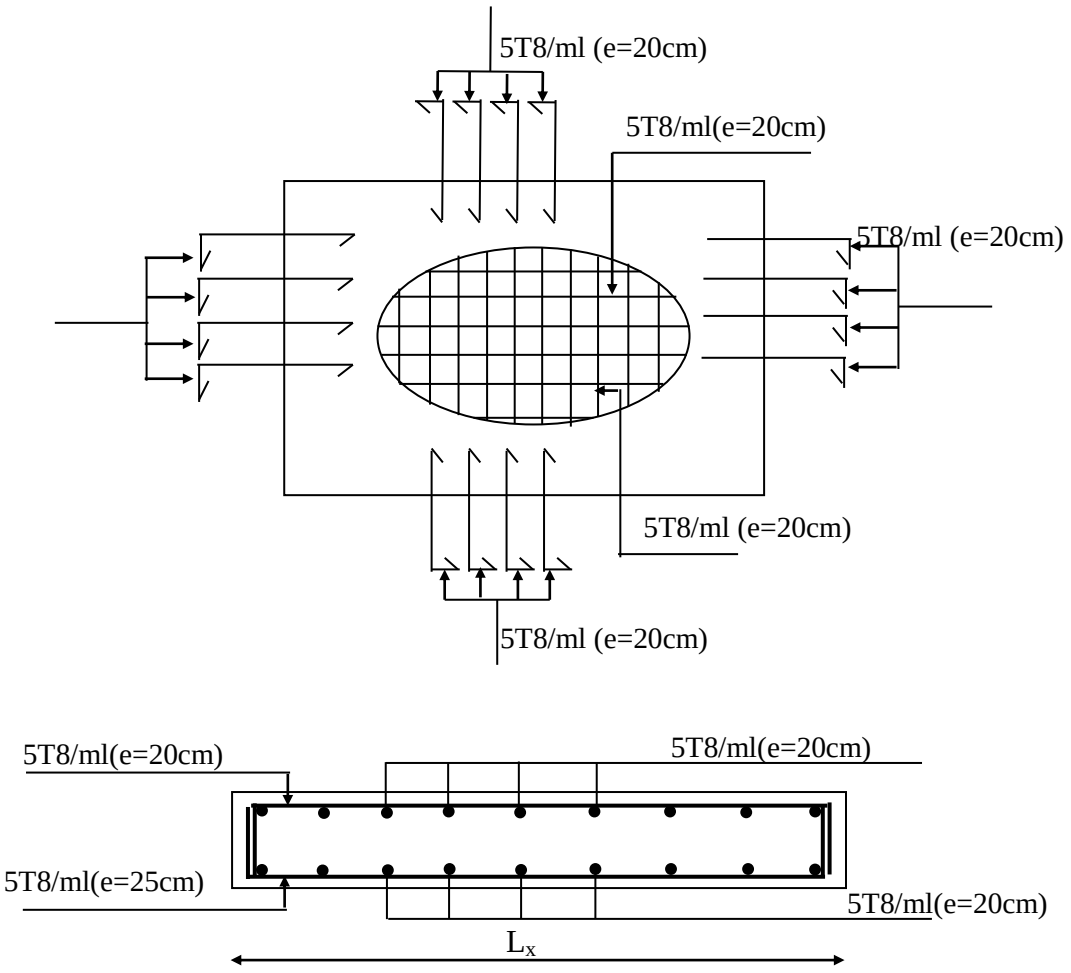


Figure III.18. Schéma de ferraillage.

Chapitre 4 :

Etude dynamique et sismique de la structure

IV.1. INTRODUCTION :

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.
Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

IV.2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **V**ibrations **L**ibres **N**on **A**morties (VLNA).

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

IV.2.1. Présentation du logiciel de calcul (ETABS) :

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS**. Pour déterminé :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher

Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes

réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI.etc). De plus de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.2.2. Modélisation de la structure :

Le logiciel d'ETABS permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux …etc.) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treilles, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique

- ✓ **Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis:**

- Détermination des fréquences et modes propres:
- Modélisation de la structure étudiée.
- Modélisation de la rigidité.
- Modélisation de la masse.

IV.2.3. Les différents types d'analyses disponibles dans ETABS :

Le programme offre la possibilité d'analyses suivantes

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique.

IV.2.4. Démarche de modélisation sur le logiciel ETABS :

- choix de l'unité.
- création d'un nouveau fichier.
- définition des éléments.

- définition des caractéristiques des matériaux.
- définition de la dimension des éléments.
- définition des cas de charges.
- introduction de la donnée pour l'étude sismique (spectre).
- Définition des combinaisons des charges.
- Condition aux limites.
- Concentration des masses.
- Assignation de comportement de dalle:
- l'Analyse.

Notre étude dynamique comporte deux structures :

IV.3. STRUCTURE 01 :

IV.3.1. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

- **Centre de torsion :**

C'est le centre des rigidités des éléments de contreventement. Le centre de gravité (centre des masses) dépend de la géométrie de la surface construite, soit de la distribution architecturale. Donc le concepteur de la structure résistance de notre ouvrage doit disposer les éléments de contreventement judicieusement pour faire coïncider le centre de torsion avec le centre de gravité ou du moins réduire l'excentricité afin d'annuler le moment de torsion (ex=0) ou de le réduire (si ex # 0).

Les coordonnées de centre de masse d'un élément discrétisé sont données par la formule suivant :

$$X\,C = \frac{\sum Xi \times Ixi}{\sum Ixi}. \qquad Y\,C = \frac{\sum Yi \times Iyi}{\sum Iyi}.$$

Avec :

Ixi : inertie d'un élément par rapport l'axe(X).

Iyi : inertie d'un élément par rapport l'axe(Y).

Xi : abscisse du centre gravité de l'élément par rapport l'axe (OX).

Yi : abscisse du centre gravité de l'élément par rapport l'axe (OY).

- **Le centre de masse** :

Le centre de masse est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,.., etc.).

On tiendra compte les éléments suivants :

- planchers.
- voiles.
- poutres.
- poteaux.
- murs extérieurs.

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées de centre de masse d'un élément discrétisé sont données par la formule suivant :

$$X\,G = \frac{\sum mi \times Xi}{\sum mi}. \qquad Y\,G = \frac{\sum mi \times Yi}{\sum mi}.$$

❖ **Remarque :**

En réalité le calcul manuel de la masse totale (par étage) ainsi que la position du centre de masse (par étage) ne sont pas nécessaires. En effet, ETABS calcul et affiche automatiquement les deux facteurs cités précédemment (la masse et le centre de masse du plancher sont calculés uniquement lorsque le plancher est modélisé par un diaphragme).

➢ **Calcul de l'excentricité :**

- **L'excentricité théorique:**

L'excentricité représente la différence de distance entre le centre de masse et le centre de torsion pour un niveau (n).

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

- **L'excentricité accidentelle :**

L'article « 4.2.7 du RPA »exige une excentricité au moins égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

$$\begin{cases} e_x \leq 5\,\%\, L_x & \text{avec } 5\,\%\, L_x = 0.05 \times 21 = 1.05 \text{ m} \\ e_y \leq 5\,\%\, L_y & \text{avec } 5\,\%\, L_y = 0.05 \times 16.4 = 0.82 \text{ m} \end{cases}$$

✓ **Les résultats trouvés sont récapitulés dans le tableau ci-après :**

Story	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	ey	observation
STORY1	11.3	9.243	12.127	9.663	-0.827	-0.42	**OK**
STORY2	11.812	9.599	11.952	9.366	-0.14	0.233	**OK**
STORY3	11.82	9.604	12.352	9.241	-0.532	0.363	**OK**
STORY4	11.83	9.609	12.331	9.149	-0.501	0.46	**OK**
STORY6	11.838	9.614	12.022	9	-0.184	0.614	**OK**
STORY5	11.835	9.611	12.199	9.068	-0.364	0.543	**OK**
STORY7	11.847	9.618	11.816	8.942	0.031	0.676	**OK**
STORY8	11.852	9.702	11.602	8.909	0.25	0.793	**OK**
STORY9	11.866	9.743	11.413	8.923	0.453	0.82	**OK**

Tableau IV.1. Centre de masse et centre de rigidité.

➢ **Analyse dynamique:**

L'analyse dynamique disponible dans l'**ETABS** comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

- **Analyse modale:**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et les fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des matrices $[K]$ et $[M]$ de la structure, c'est à dire de la rigidité et de la masse.

➢ **Nombre de modes à considérer:**

1ere condition :

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

2eme condition :

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$K \geq 3\sqrt{N}$; $T_K \leq 0.20$ sec.

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

N=9→ **K ≥9.**

Donc : on doit retenir les 9 premiers modes.

Dans notre cas d'étude le K=9eme modes

$T_K \leq 0.20$ sec

T_9= 0.068700s< 0.20 sec……..vérifiée.

- **Mode de vibration et participation massique:**

Les résultats obtenus par logiciel (ETABS) sont représenté dans le tableau ci-dessous :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	nature
1	0.636701	64.9219	0.2829	64.9219	0.2829	0.82	0.82	**transx-x**
2	0.510452	0.1831	65.7934	65.105	66.0763	0.9266	1.7466	**transy-y**
3	0.455909	0.8348	0.9047	65.9398	66.981	64.6198	66.3664	**rotation**
4	0.178839	14.032	0.0365	79.9718	67.0175	0.0558	66.4222	/
5	0.144854	0.04	13.5176	80.0118	80.5351	0.1258	66.548	/
6	0.126677	0.0217	0.4741	80.0336	81.0092	13.2663	79.8142	/
7	0.090015	2.1206	0.0819	82.1541	81.0911	0.0014	79.8156	/
8	0.07847	3.9979	0.0424	86.1521	81.1335	0.0112	79.8267	/
9	0.0687	0.0005	5.7584	86.1525	86.8919	0.4399	80.2666	/
10	0.058449	0.0143	0.5341	86.1668	87.4259	5.5079	85.7745	/
11	0.047126	3.4187	0.0042	89.5856	87.4302	0.0085	85.783	/
12	0.041474	0.0068	3.4132	89.5923	90.8433	0.1859	85.9689	/
13	0.034747	0.0997	0.0077	89.692	90.851	3.3137	89.2826	/
14	0.032431	0.6947	1.1157	90.3867	91.9667	0.1848	90.4674	/

Tableau IV.2. Périodes et facteurs de participation massique.

➢ **La vue en 3-D de notre bâtiment:**

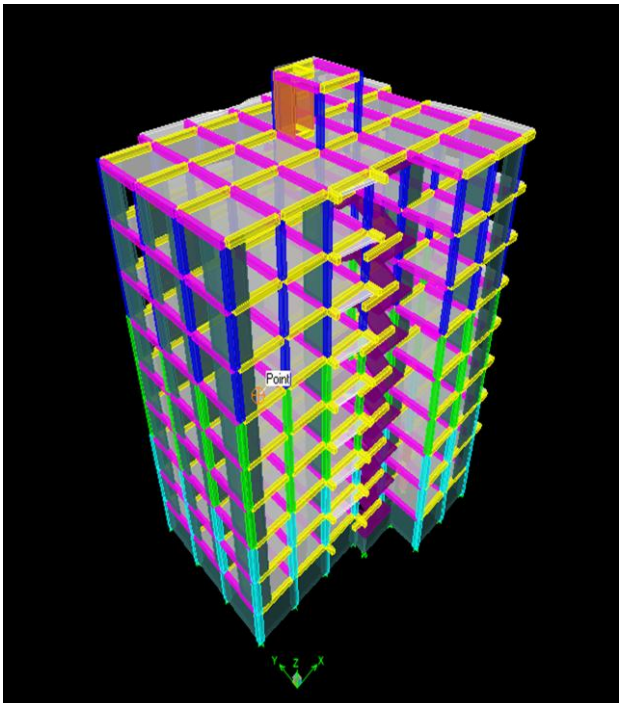


Figure IV.1. La vue en 3-D de notre bâtiment

➢ **La période fondamentale de la structure :**

- **Interprétation:**

- Ce modèle présente une période fondamentale **T= 0.636701s**.
- Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation.
- Le troisième mode est un mode de torsion.

- **Estimation de la période fondamentale de la structure selon le RPA99 :**

Les valeurs de T calculé par logiciel **ETABS** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes.

Soit :

a. $T_{RPA} = C_T \cdot h_N^{3/4}$ (Formule (4.6) page 46 RPA 99 ver 2003).

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$h_N = 27.54$m.

C_T: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé.

$C_T = 0,05$. (Tableau (4.6) page 46 RPA 99 ver 2003).

donc ; T_{RPA}=0.60 s.

$T_{ETABS} \leq T_{RPA}$ [1.3 T_{RPA}]

b.

$$\begin{cases} T_{RPA(x)} = \dfrac{0.09hn}{\sqrt{Dx}} = \dfrac{0.09\times27.54}{\sqrt{21}} = 0.54s \\ T_{RPA(y)} = \dfrac{0.09hn}{\sqrt{Dy}} = \dfrac{0.09\times27.54}{\sqrt{16.4}} = 0.61s \end{cases}$$

donc $T_{RPA(min)}$=0.54s ➔ 1.3 T_{RPA}= 0.702s

avec

$T_{etabs(x)}$= 0.636701s < 1.3 T_{RPA}= 0.702s ……. OK

$T_{etabs(y)}$= 0.510452s < 1.3 T_{RPA}= 0.702s ……..OK

La période fondamentale obtenue par **ETAB**< **1.3T_{RPA}** est inférieur à celle du **RPA99/03**

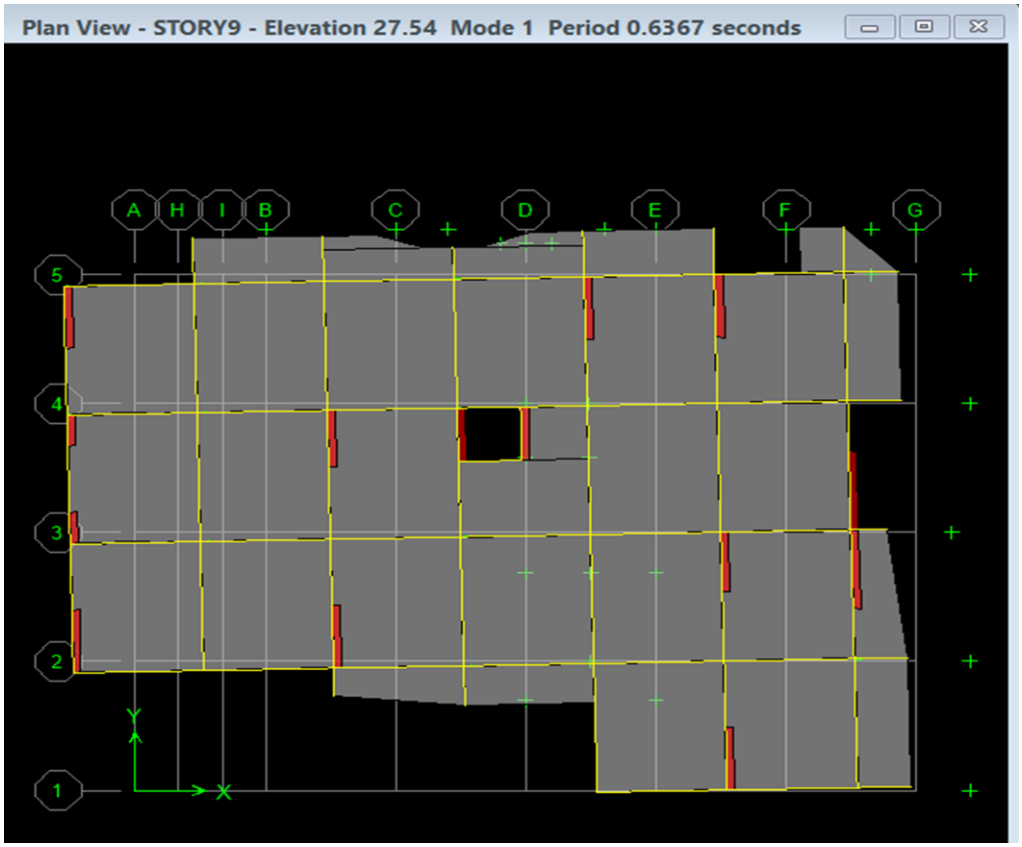


Figure IV.2. 1er mode de vibration

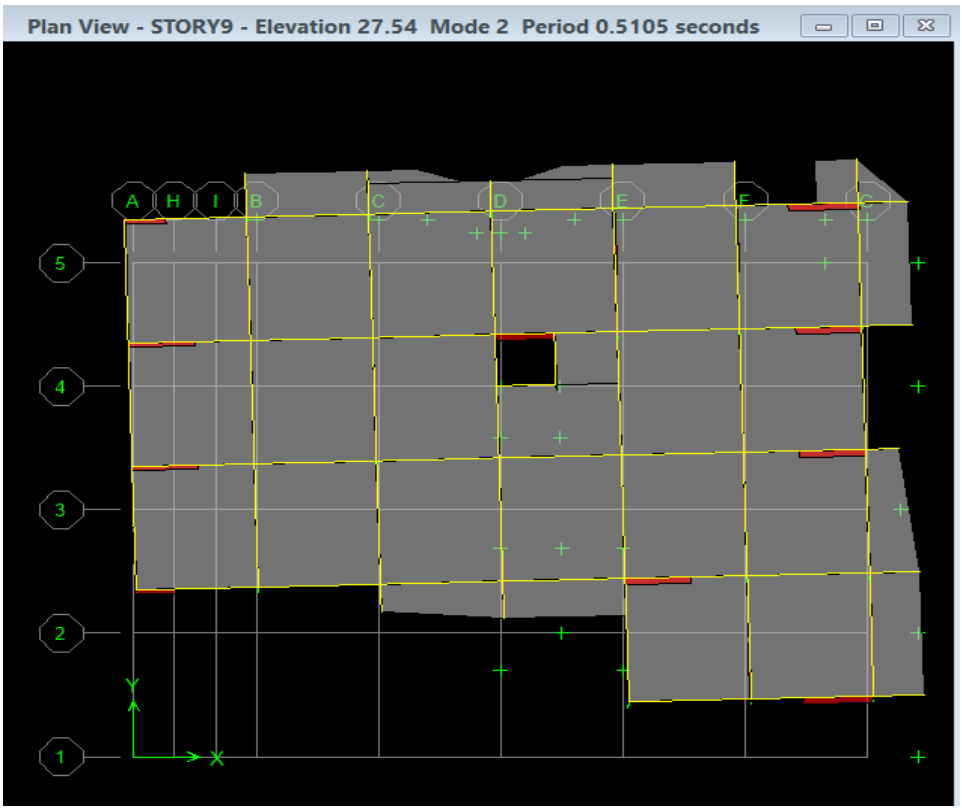


Figure IV.3. 2eme mode de vibration

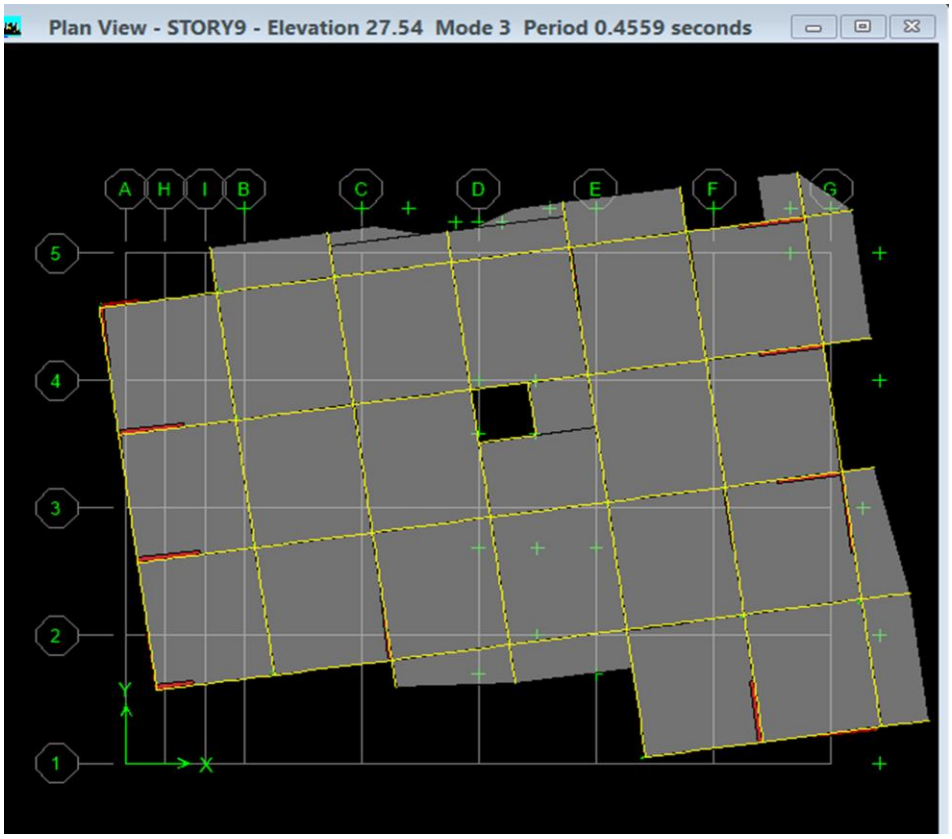


Figure IV.4. 3eme mode de vibration

IV.3.2. Étude sismique:

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

✓ **Choix de la méthode de calcul :** (Article 4-1 RPA 99 ver 2003).

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "**RPA99 version 2003**". Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

1- La méthode statique équivalente.

2- La méthode d'analyse modale spectrale.

3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

➢ **Méthode statique équivalente:**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

L'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

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

- **Méthode d'analyse modale spectrale**:

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 calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Méthode d'analyse dynamique par accélérographe** :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

- ✓ **Conclusion:**

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudie ne sont pas vérifiées (car la structure est irrégulière en plan).cette méthode n'est pas applicable selon l'article 4.1.2.b du R.P.A99 ver2003 (Zone III et groupe d'usage 2 mais la hauteur est supérieure à 5 niveaux ou 17m), donc la méthode utilisable est la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.3.3. Méthode d'analyse modale spectrale:

Pour les structures régulières en plan, comportant des planchers rigides l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment, celui-ci est alors représenté par un modèle plan, encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul degré de liberté en translation horizontale.

Pour les structures irrégulières en plans, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois DDL (02 translations horizontales et 01 rotation d'axe vertical).

IV.3.3.1. Spectre de réponse de calcul :

Un spectre de réponse (ou spectre d'oscillateurs) est un diagramme donnant le maximum de la réponse d'un oscillateur linéaire (système masse- ressort– amortisseur) en déplacements, vitesses ou accélérations lorsqu'il est soumis à un séisme donné, en fonction de sa fréquence propre ou de sa période propre. Ce mode de présentation du mouvement est plus " parlant " pour l'ingénieur pour les calculs courants qu'un accélérogramme, car il permet de lire directement la réponse d'une structure simple et met en évidence les zones de fréquences les plus défavorables.

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\frac{T_N}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T_N\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\frac{Q}{R} & T_1\le T_N\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T_N}\right)^{2/3} & T_2\le T_N\le 3{,}0s\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T_N}\right)^{5/3} & T_N\ge 3{,}0s\end{cases}$$

Avec : g : Accélération de la pesanteur ; A : Coefficient d'accélération de zone.

- L'ouvrage est du " groupe d'usage 2 " (bâtiment d'habitation).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de boumerdès (zone III).

  Donc : A=0,25 (tableau (4.1) page 38 RPA 99 ver 2003).

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$\eta=\sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}\geq 0.7$ (formule (4.3) page 38 RPA 99 ver 2003).

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense ;ξ=7% (tableau 4.2 page 38 RPA 99 ver 2003). $\Rightarrow \eta = 0{,}76$.

R : Coefficient de comportement de la structure.

R= 3.5 Mixte portiques/voiles avec interaction (RPA99 ver 2003). (tableau 4.3 page 42).

T_1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Site 3 : T_1=0,15s et T_2=0,5s (tableau (4.7) page 50 RPA 99 ver 2003).

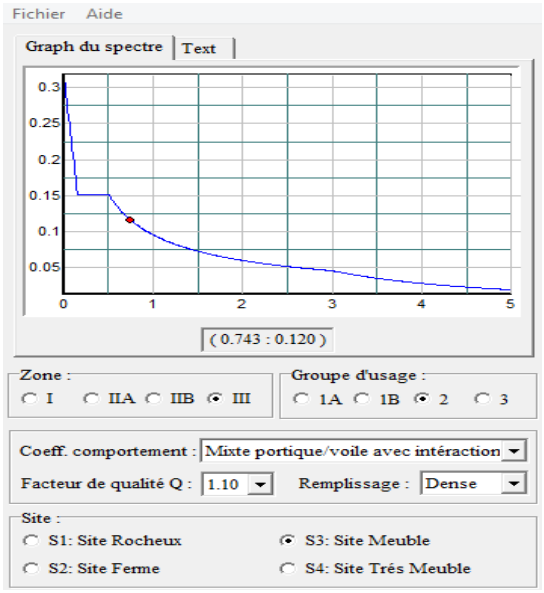
Q : Facteur de qualité $\Rightarrow Q = 1+\sum P_q$ (Tableau (4.4) page 45 RPA99 ver 2003).

Critère q	**P_q**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0.05
3. Régularité en plan.	0.05
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0

Tableau IV.3. Valeurs des pénalités P_q

➔ $Q = 1+\sum P_q=1,1$

On obtient le spectre de réponse suivant :



IV.3.3.2. Correction de coefficient de comportement :

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges soit verticales horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficitent de comportement.

Le tableau si-dessus représente la répartition des charges entre les voiles et les portiques à la base pour les charges verticales :

V_{tot} ➔ 100 %

$V_{portique}$ ➔ ? %

V_{voil} ➔ ? %

	V_{tot}(KN)	$V_{portique}$(KN)	V_{voile}(KN)	%RORTIQUE	%VOILE
SS	33444.68	13545.82	19829.95	40.50%	59.29%

Tableau IV.4. Répartition des charges verticales.

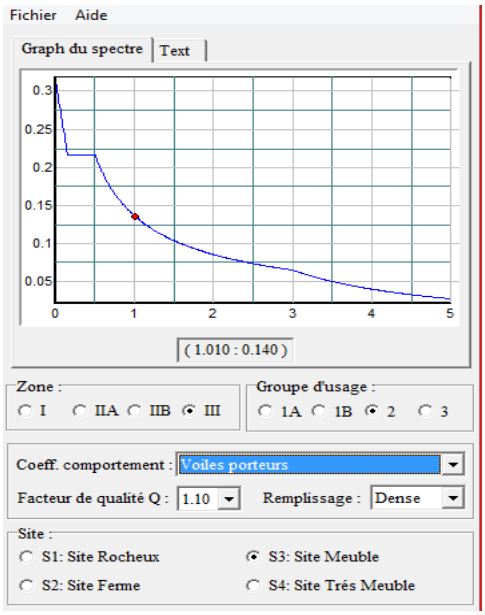
		V_{tot}(KN)	$V_{portique}$(KN)	V_{voile}(KN)	%RORTIQUE	%VOILE
SS	**X-X**	4704.45	15.55	4437.02	0.33%	94.31%
	Y-Y	4978.59	17.18	4968.06	0.35%	99.78%

Tableau IV.5. Répartition des charges horizontales.

❖ **Conclusion :**

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement **R=3.5.**

➔ Donc on corrige le spectre qui devient comme suite :



IV.3.3.3. Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99/VERSION2003.Art4.3.5)

Force sismique :

Les forces dues à l'action d'un séisme sollicitent la structure d'une construction dans toutes les directions. Elles ne suivent pas une direction privilégiée comme les forces de la pesanteur et de la neige dirigées vers le bas, les forces dues au vent qui sont des forces d'impact agissant sur une surface. Les forces sismiques sollicitent d'abord les éléments de l'infrastructure pour être ensuite transmis aux éléments de la superstructure. Pour le calcul on distingue le séisme horizontal et le séisme vertical dont les forces engendrent dans les éléments résistants :

- La compression.
- La traction.
- Les efforts tranchants.
- Des moments fléchissant.
- De la torsion.

L'une des 1ères vérifications préconisées par le " **RPA99 version 2003** " est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si V_t<0,8V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,…..) dans le rapport :

$$r = \frac{0{,}8 \times V}{V_t}.$$

IV.3.4. Vérification de l'exigence de RPA99/version2003 :

IV.3.4.1. Vérification de l'effort tranchant modal à la base :

Soit $V_{RPA} = \frac{ADQ}{R} W$

Le RPA99 ver.03 préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$W = \Sigma W^{i}_{étage}$ tel que : $W^{i}_{étage} = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$W^{i}_{étage}$: représente le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher i.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes (plancher i).

W_{Qi} : surcharge d'exploitation (plancher i).

$\beta = 0{,}2$ pour les étages à usage habitation (c'est le coefficient de pondération il est fonction de la nature et de la charge d'exploitation)

Le poids total de la structure :

W = 29902.66 KN

A= 0,25 (groupe 2 zone III)

Q = 1,1

R = 3.5 (voiles porteurs)

T_{etabs} =0.636701s Avec $\begin{cases} T_1 = 0{,}15 & \text{(site } S_3\text{)} \\ T_2 = 0{,}50 & \text{(site } S_3\text{)} \end{cases}$

Alors : $T_2 < T_{etabs} < 3$ s $\Rightarrow$ $D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$

D = 2,5 (0,76) $\left(\frac{0.5}{0.64}\right)^{\frac{2}{3}}$ =1.61

Donc

$V_{RPA} = \frac{0,25 \times 1,61 \times 1,1 \times 29902.66}{3,5}$ = 3782.69 kn $\Rightarrow$ 0,8 V_{RPA} = 3026.15KN

Or d'après le fichier des résultats des états on a :

Spec	Mode	Dir	F1(KN)	F2(KN)
E	All	All	4075.20	4713.59

Tableau IV.6. Résultats donnée par ETABS.

$\begin{cases} F_1 = V_t^X = 4075.20KN \\ F_2 = V_t^Y = 4713.59KN \end{cases}$

Ce qui donne $V_t^x \geq 0.8\, V^{etabs}$ et $V_t^y \geq 0.8\, V^{etabs}$ ……condition vérifier.

IV.3.4.2. Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le **RPA99/version2003,** consiste à la vérification des déplacements inter –étage, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivantes :

1-la stabilité structurelle.

2-l'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux**.**

3-le confort humain durant et après les effets du séisme.

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta}_k$$

Avec: $\overline{\Delta}_k = 0,01 h_e$

h_e : représente la hauteur de l'étage.

Où : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{(k-1)}$

Δ_{Kx} : correspond au déplacement relatif au niveau **k** par rapport au niveau **k-1**.

Avec :

δ_k : Déplacements horizontaux au niveau **k** ; $\delta_k = R\, \delta_{(ek)}$

$\delta_{(ek)}$: Déplacements dus aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

- **Résultats des déplacements inter-étages :**

Par les résultats de la méthode modale spectrale :

L'effet de torsion est pris en charge par l'ETABS.

Dans les tableaux qui suivent on définit les paramètres suivants ;

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{(k-1)}$ (avec **k** désigne le niveau considéré).

Coefficient de comportement **; R=3.5.**

Sens X-X :

Story	UX	R	skx	Dx	1%he	observation
STORY9	0.0264	3.5	0.0924	0.01155	0.0306	**OK**
STORY8	0.0231	3.5	0.08085	0.01225	0.0306	**OK**
STORY7	0.0196	3.5	0.0686	0.01295	0.0306	**OK**
STORY6	0.0159	3.5	0.05565	0.0133	0.0306	**OK**
STORY5	0.0121	3.5	0.04235	0.0133	0.0306	**OK**
STORY4	0.0083	3.5	0.02905	0.01225	0.0306	**OK**
STORY3	0.0048	3.5	0.0168	0.01015	0.0306	**OK**
STORY2	0.0019	3.5	0.00665	0.00595	0.0306	**OK**
STORY1	0.0002	3.5	0.0007	0.0007	0.0306	**OK**

Tableau IV.7. Résultats des déplacements inter-étages sens X-X

Sens Y-Y :

Story	UY	R	sky	Dy	1%he	observation
STORY9	0.00192	3.5	0.00672	0.000735	0.0306	**OK**
STORY8	0.00171	3.5	0.005985	0.000735	0.0306	**OK**
STORY7	0.0015	3.5	0.00525	0.00105	0.0306	**OK**
STORY6	0.0012	3.5	0.0042	0.000945	0.0306	**OK**
STORY5	0.00093	3.5	0.003255	0.000805	0.0306	**OK**
STORY4	0.0007	3.5	0.00245	0.00105	0.0306	**OK**
STORY3	0.0004	3.5	0.0014	0.0007	0.0306	**OK**
STORY2	0.0002	3.5	0.0007	0	0.0306	**OK**
STORY1	0.0002	3.5	0.0007	0.0007	0.0306	**OK**

Tableau IV.8. Résultats des déplacements inter-étages sens Y-Y

IV.3.4.4. Vérification de l'effort normal réduit:

Pour éviter la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N: l'effort normal maximal.

B_c: l'air de section brute.

F_{cj}:la résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Zone	Section	N(KN)	F_{C28}(Mpa)	N_{rd}(KN)	Vérification
III	50x50	1586.95	25	0,25	**Vérifiée**

Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit

IV.3.4.5.Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Les effets du 2ème ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0{,}10$$

Si : θ_k <0, 10, les effets de 2eme ordre sont négligés.

Si : 0,10 < $\theta_k \leq$ 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 1/(1- θ_k).

Si : θ_k > 0,20, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau "k"

$P_k = \sum (W_{gi} + \beta W_{qi})$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

$V_k = \sum F_i$.

Avec : Δ_K : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_K : Hauteur de l'étage k.

Les résultats de logiciel ETABS sont présentés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Story	UX	R	skx	Dx	VX	hk	Pk	Tx	Observation
STORY9	0.0264	3.5	0.0924	0.01155	1059.87	3.06	33444.68	0.100	**OK**
STORY8	0.0231	3.5	0.08085	0.01225	1803.32	3.06	33447.89	0.074	**OK**
STORY7	0.0196	3.5	0.0686	0.01295	2425.86	3.06	34001.41	0.059	**OK**
STORY6	0.0159	3.5	0.05565	0.0133	2934.34	3.06	34514.93	0.051	**OK**
STORY5	0.0121	3.5	0.04235	0.0133	3357.67	3.06	35028.45	0.045	**OK**
STORY4	0.0083	3.5	0.02905	0.01225	3685.21	3.06	35541.97	0.038	**OK**
STORY3	0.0048	3.5	0.0168	0.01015	3919.49	3.06	36055.49	0.030	**OK**
STORY2	0.0019	3.5	0.00665	0.00595	4053.71	3.06	36569.01	0.017	**OK**
STORY1	0.0002	3.5	0.0007	0.0007	4075.2	3.06	37082.53	0.002	**OK**

Tableau IV.10. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X-X

Sens Y-Y :

Story	UY	R	Dy	VY	hk	Pk	Ty	Observation
STORY9	0.00192	3.5	0.0007	1171.34	3.06	33444.68	0.0068	**OK**
STORY8	0.00171	3.5	0.0007	2038.14	3.06	33447.89	0.0039	**OK**
STORY7	0.0015	3.5	0.0010	2778.62	3.06	34001.41	0.0041	**OK**
STORY6	0.0012	3.5	0.0009	3391.31	3.06	34514.93	0.0034	**OK**
STORY5	0.00093	3.5	0.0008	3893.59	3.06	35028.45	0.0023	**OK**
STORY4	0.0007	3.5	0.0010	4268.57	3.06	35541.97	0.0028	**OK**
STORY3	0.0004	3.5	0.0007	4531.06	3.06	36055.49	0.0018	**OK**
STORY2	0.0002	3.5	0	4679.38	3.06	36569.01	0	**OK**
STORY1	0.0002	3.5	0.0007	4713.59	3.06	37082.53	0.0017	**OK**

Tableau IV.11. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y-Y

❖ **Conclusion:**

On constate que $\boldsymbol{\theta_K}$ est inférieur à 0,1.

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.3.4.6. vérification de la participation massique :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.636701	64.9219	0.2829	64.9219	0.2829	0.82	0.82
2	0.510452	0.1831	65.7934	65.105	66.0763	0.9266	1.7466
3	0.455909	0.8348	0.9047	65.9398	66.981	64.6198	66.3664
4	0.178839	14.032	0.0365	79.9718	67.0175	0.0558	66.4222
5	0.144854	0.04	13.5176	80.0118	80.5351	0.1258	66.548
6	0.126677	0.0217	0.4741	80.0336	81.0092	13.2663	79.8142
7	0.090015	2.1206	0.0819	82.1541	81.0911	0.0014	79.8156
8	0.07847	3.9979	0.0424	86.1521	81.1335	0.0112	79.8267
9	0.0687	0.0005	5.7584	86.1525	86.8919	0.4399	80.2666
10	0.058449	0.0143	0.5341	86.1668	87.4259	5.5079	85.7745
11	0.047126	3.4187	0.0042	89.5856	87.4302	0.0085	85.783
12	0.041474	0.0068	3.4132	89.5923	90.8433	0.1859	85.9689
13	0.034747	0.0997	0.0077	89.692	90.851	3.3137	89.2826
14	0.032431	0.6947	1.1157	90.3867	91.9667	0.1848	90.4674

Tableau IV.12. Vérification de la participation massique

on a attient 90% au 14^{eme} mode donc les 14 modes 1^{er} sont satisfait

IV.3.4.7. vérification de déplacement maximal :

$\sigma_{max} \leq f = \frac{H}{500}$ avec H :la hauteur total de structure.

$$f = \frac{H}{500} = \frac{27{,}54}{500} = 0{,}055$$

σ_x^{max}=0.03 < 0.055 …… OK

σ_y^{max}=0.01 < 0.055 …… OK

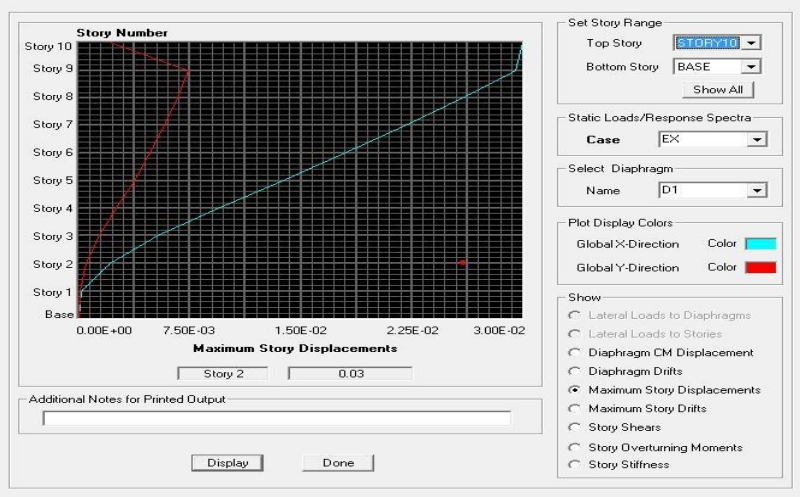


Figure IV.5. Vérification de déplacement maximal

IV.3.4.8. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{w \times h_i \times (v_t - F_t)}{\sum w_i \times h_i}$$

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$Ft = \begin{cases} 0.07TV & si \quad T > 0.7\sec \\ 0 & si \quad T \le 0.7\sec \end{cases}$$

T est la période fondamentale de la structure.

la valeur de **F_t** ne dépassera en aucun cas **0.25 V.**

La partie restante de V soit ($V-F_t$) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule

F_i : force horizontale revenant au niveau i.

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : niveau du plancher quelconque.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i, j.

Dans notre cas T = 0.64 < 0.7s donc $F_t = 0$

Donc : $F_i = \frac{V.W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_J}$

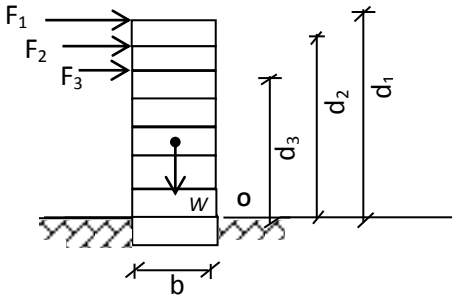
Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

Niveaux	Effort tranchant		Poids W (KN)	h(m)	W×h (KN.m)	Effort sismique	
	V_X (KN)	V_Y (KN)				F_X (KN)	F_Y (KN)
7	4096.58	4744.87	142.92	27.54	3936.01	12.62	14.62
6	4096.58	4744.87	3195.71	24.48	78230.98	250.91	290.62
5	4096.58	4744.87	6709.93	21.42	143726.70	460.98	533.94
4	4096.58	4744.87	10285.02	18.36	188832.96	605.66	701.50
3	4096.58	4744.87	13891.66	15.3	212542.39	681.70	789.58
2	4096.58	4744.87	17555.67	12.24	214881.40	689.21	798.27
1	4096.58	4744.87	21219.69	9.18	194796.75	624.79	723.66
RDC	4096.58	4744.87	24919.47	6.12	152507.15	489.15	566.56
Sous-sol	4096.58	4744.87	28684.27	3.06	87773.86	281.52	326.07

Tableau V.13. Distribution de la résultante des forces sismiques.

IV.3.4.9. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble:(RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement



- $M_{Renversement} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^{n} F_i \times d_i$

- $M_{stabilisateur} = M_{W/O} = W \times b$

Il faut vérifier que : $\dfrac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

Les résultats de l'effort tranchant et Moment de renversement sont donnés dans le tableau suivant :

NIVEAUX	Effort tranchant		Moment de renversement	
	F_X (KN)	Fy (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
7	12.62	14.62	347.55	402.63
6	250.91	290.62	6142.27	7114.37
5	460.98	533.94	9874.19	11436.99
4	605.66	701.50	11119.91	12879.54
3	681.70	789.58	10430.01	12080.57
2	689.21	798.27	8435.93	9770.82
1	624.79	723.66	5735.57	6643.19
RDC	489.15	566.56	2993.59	3467.34
Sous-sol	281.52	326.07	861.45	997.77

Tableau V.14. Effort tranchant et Moment de renversement.

	W(KN)	b(m)	M_s(KN.m)	M_r(KN.m)	M_s/M_r	Verification
Sens XX	29902.66	11.866	354824.964	55940.50	6.34	**CV**
Sens YY	29902.66	9.743	291341.616	64793.26	4.49	**CV**

Tableau V.15. Vérification de l'équilibre d'ensemble.

On a (Ms > 1,5 Mr), donc L'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions

Conclusion : L'ouvrage est donc stable au renversement.

IV.3.5. Conclusion:

Les résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, montrent que le bâtiment est bien dimensionné et peut résister au séisme après un ferraillage correct. On peut donc passer à l'étape du ferraillage.

IV.4. STRUCTURE 02 :

IV.4.1. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

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

L'article « 4.2.7 du RPA »exige une excentricité au moins égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

$$\begin{cases} e_x \leq 5\ \%\ L_x & \text{avec } 5\ \%\ L_x = 0.05 \times 21 = 1.05\ \text{m} \\ e_y \leq 5\ \%\ L_y & \text{avec } 5\ \%\ L_y = 0.05 \times 16.4 = 0.82\ \text{m} \end{cases}$$

✓ **Les résultats trouvés sont récapitulés dans le tableau ci-après :**

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	observation
STORY1	11.304	9.251	11.864	9.687	-0.56	-0.436	**OK**
STORY2	11.82	9.628	11.497	9.541	0.323	0.087	**OK**
STORY3	11.829	9.633	11.338	9.369	0.491	0.264	**OK**
STORY4	11.839	9.639	11.352	9.226	0.487	0.413	**OK**
STORY5	11.842	9.639	11.407	9.101	0.435	0.538	**OK**
STORY6	11.847	9.644	11.484	8.997	0.363	0.647	**OK**
STORY7	11.857	9.649	11.566	8.916	0.291	0.733	**OK**
STORY8	11.834	9.728	11.644	8.888	0.19	0.82	**OK**
STORY9	11.844	9.752	11.693	8.954	0.151	0.798	**OK**

Tableau IV.16. Centre de masse et centre de rigidité.

- **Analyse dynamique:**

L'analyse dynamique disponible dans l'**ETABS** comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

- **Analyse modale:**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et les fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des matrices $[K]$ et $[M]$ de la structure, c'est à dire de la rigidité et de la masse.

- **Nombre de modes à considérer:**

1ere condition :

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective

supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

2eme condition :

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :**$K \geq 3\sqrt{N}$** ; **$T_K \leq 0.20$ sec.**

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

N=9→ **K ≥9.**

Donc : on doit retenir les 9 premiers modes.

Dans notre cas d'étude le K=9eme modes

$T_K \leq 0.20$ sec

T_9= 0.072655s< 0.20 sec……..vérifiée.

- **Mode de vibration et participation massique:**

Les résultats obtenus par logiciel (ETABS) sont représenté dans le tableau ci-dessous :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	nature
1	0.58516	5.0604	3.0751	5.0604	3.0751	58.446	58.446	**rotation**
2	0.5468	1.7019	63.9594	6.7623	67.0345	1.7569	60.2029	**transy-y**
3	0.46716	60.4399	0.6067	67.2022	67.6411	5.8814	66.0843	**transx-x**
4	0.169363	0.1011	2.2879	67.3032	69.929	10.3311	76.4154	/
5	0.156788	0.7931	10.7289	68.0963	80.6579	2.3245	78.7399	/
6	0.138	12.6979	0.6509	80.7942	81.3088	0.266	79.0059	/
7	0.085068	0.5795	1.0216	81.3738	82.3304	0.7272	79.7331	/
8	0.079649	0.1725	0.4169	81.5462	82.7473	3.6858	83.4189	/
9	0.072655	0.035	4.3336	81.5812	87.0809	1.0748	84.4938	/
10	0.065029	5.443	0.122	87.0242	87.2029	0.0289	84.5227	/
11	0.047812	0.0047	1.1327	87.0288	88.3356	2.0234	86.5461	/
12	0.043015	0.1614	2.0647	87.1902	90.4003	1.1812	87.7273	/
13	0.039303	3.4418	0.0777	90.632	90.4779	0.049	87.7763	/
14	0.03273	0.0376	1.3104	90.6696	91.7884	0.5384	90.23	/

Tableau IV.17. Périodes et facteurs de participation massique.

➢ **La vue en 3-D de notre bâtiment:**

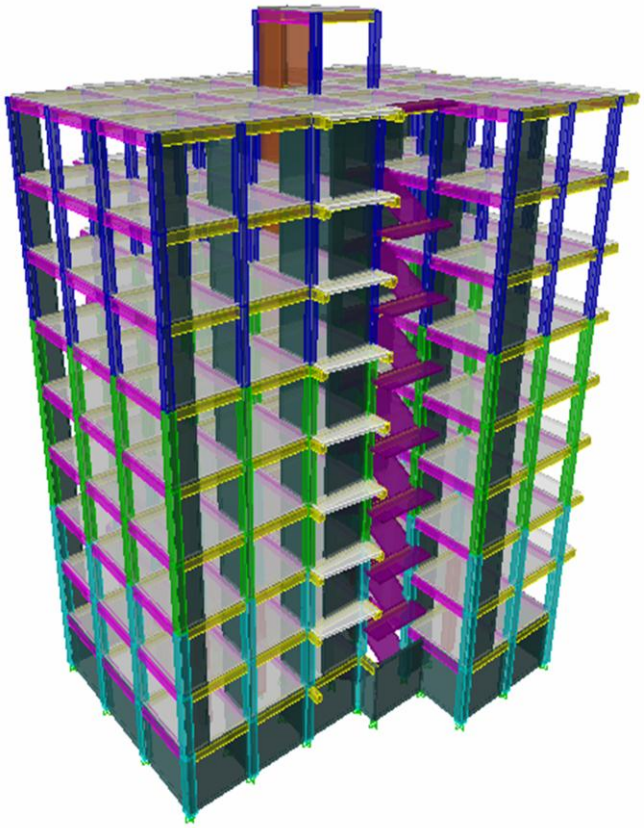


Figure IV.6. La vue en 3-D de notre bâtiment

➢ **La période fondamentale de la structure :**

❖ **Interprétation:**

- Ce modèle présente une période fondamentale T= 0.58516 s.
- Le premier mode est un mode de torsion.
- Le deuxième et le troisième mode sont des modes de translation.

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure selon le RPA99 :**

Les valeurs de T calculé par logiciel **ETABS** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes.

Soit :

a. $T_{RPA} = C_T \cdot h_N^{3/4}$ (Formule (4.6) page 46 RPA 99 ver 2003).

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$h_N = 27.54$m.

C_T: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé.

C_T = 0,05. (Tableau (4.6) page 46 RPA 99 ver 2003).

Donc ; T_{RPA}=0.60 s.

$T_{ETABS} \leq T_{RPA}$ [1.3 T_{RPA}]

b.

$$\begin{cases} T_{RPA(x)} = \dfrac{0.09hn}{\sqrt{Dx}} = \dfrac{0.09\times 27.54}{\sqrt{21}} = 0.54s \\ T_{RPA(y)} = \dfrac{0.09hn}{\sqrt{Dy}} = \dfrac{0.09\times 27.54}{\sqrt{16.4}} = 0.61s \end{cases}$$

donc $T_{RPA(min)}$=0.54s ➔ 1.3 T_{RPA}= 0.702s

avec

$T_{etabs(x)}$= 0.585s < 1.3 T_{RPA}= 0.702s ……. OK

$T_{etabs(y)}$= 0.546s < 1.3 T_{RPA}= 0.702s ……..OK

La période fondamentale obtenue par etabs T_{etabs}< **1.3T_{RPA}** est inférieur à celle du **RPA99/03**

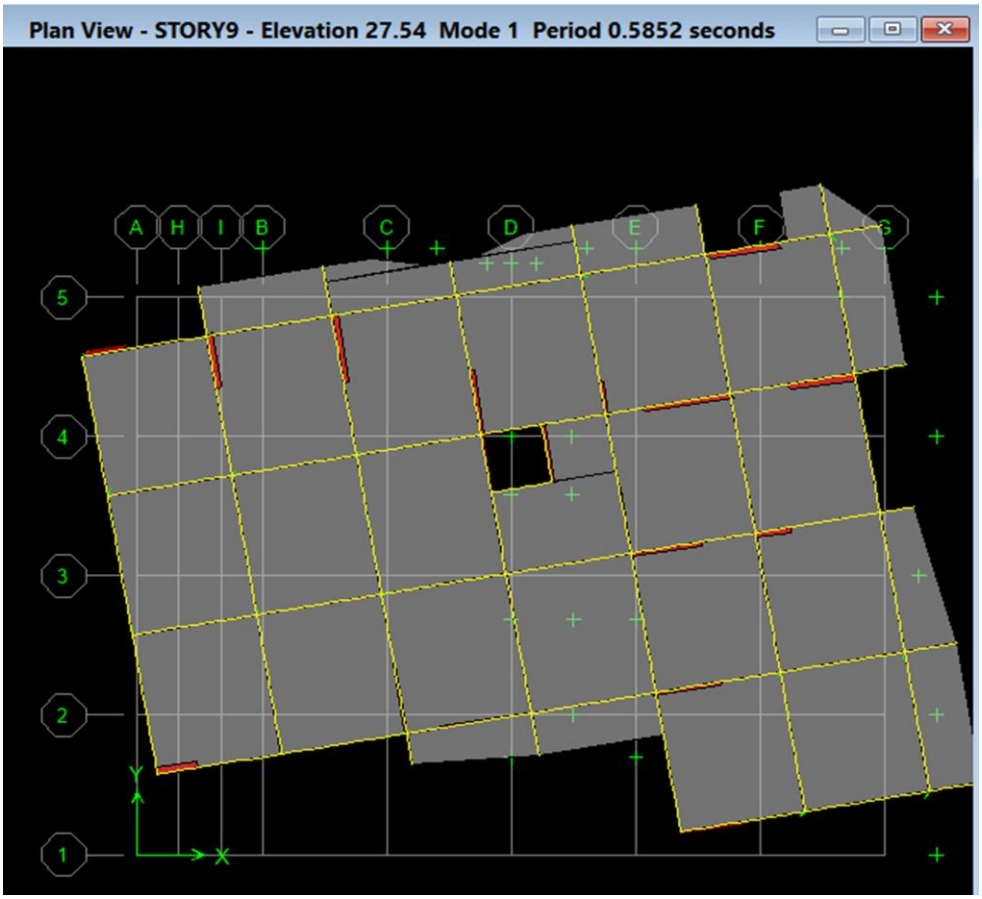


Figure IV.7. 1er mode de vibration

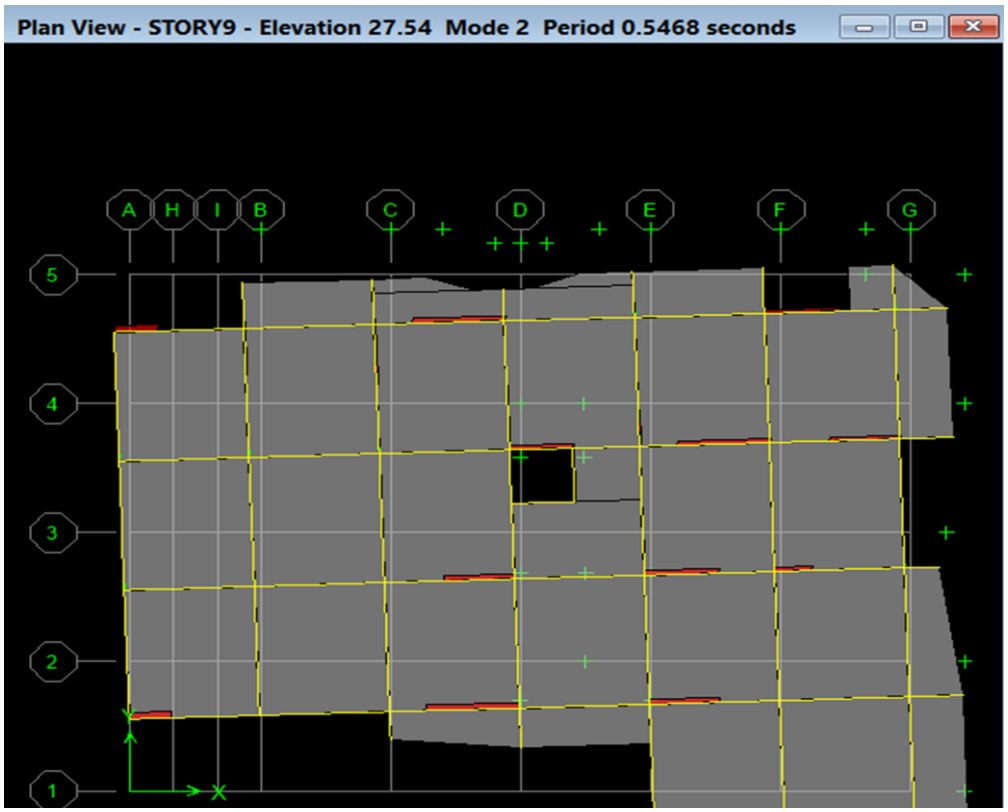


Figure IV.8. 2eme mode de vibration

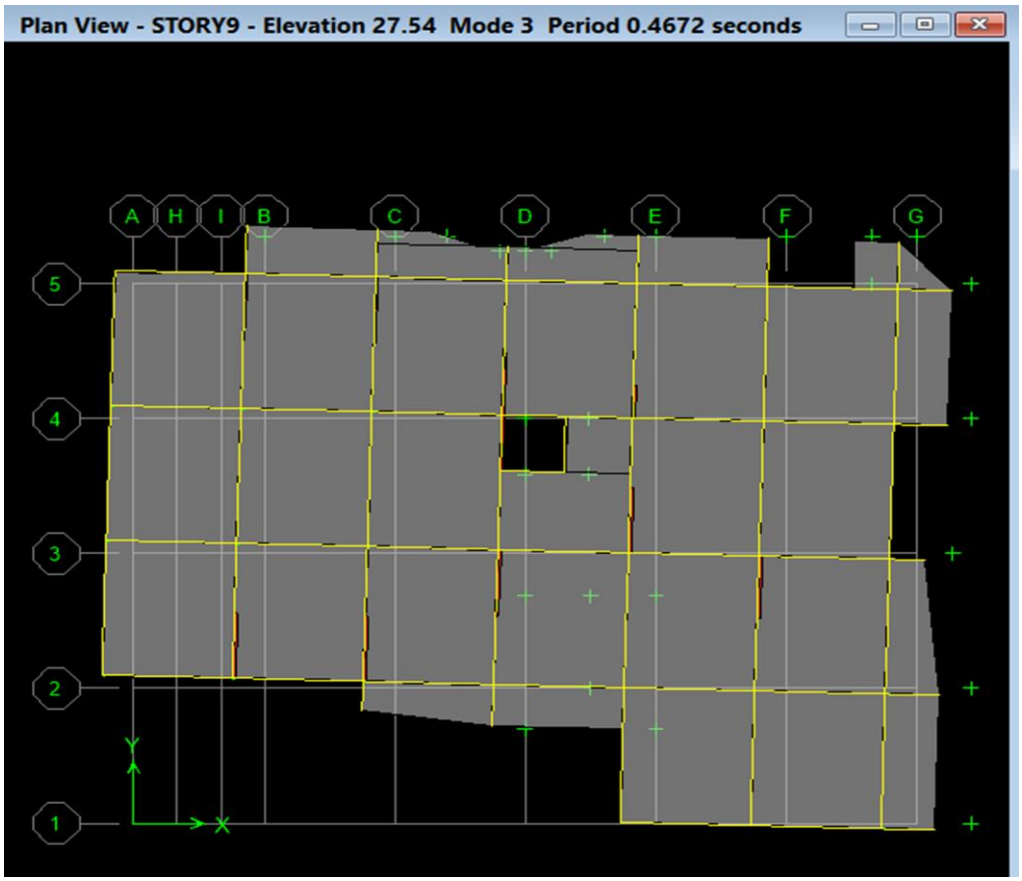


Figure IV.9. 3eme mode de vibration

VI.4.2. Étude sismique:

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel ETABS qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

✓ **Choix de la méthode de calcul :** (Article 4-1 RPA 99 ver 2003).

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "**RPA99 version 2003**". Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

4- La méthode statique équivalente.

5- La méthode d'analyse modale spectrale.

6- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

➢ **Méthode statique équivalente:**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

L'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

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

➢ **Méthode d'analyse modale spectrale**:

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 calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Méthode d'analyse dynamique par accélérographe** :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

- ✓ **Conclusion:**

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudie ne sont pas vérifiées (car la structure est irrégulière en plan).cette méthode n'est pas applicable selon l'article 4.1.2.b du R.P.A99 ver2003 (Zone III et groupe d'usage 2 mais la hauteur est supérieure à 5 niveaux ou 17m), donc la méthode utilisable est la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

VI.4.3. Méthode d'analyse modale spectrale:

Pour les structures régulières en plan, comportant des planchers rigides l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment, celui-ci est alors représenté par un modèle plan, encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul degré de liberté en translation horizontale.

Pour les structures irrégulières en plans, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois DDL (02 translations horizontales et 01 rotation d'axe vertical).

VI.4.3.1. Spectre de réponse de calcul :

Un spectre de réponse (ou spectre d'oscillateurs) est un diagramme donnant le maximum de la réponse d'un oscillateur linéaire (système masse- ressort– amortisseur) en déplacements, vitesses ou accélérations lorsqu'il est soumis à un séisme donné, en fonction de sa fréquence propre ou de sa période propre. Ce mode de présentation du mouvement est plus " parlant " pour l'ingénieur pour les calculs courants qu'un accélérogramme, car il permet de lire directement la réponse d'une structure simple et met en évidence les zones de fréquences les plus défavorables.

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\frac{T_N}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T_N\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\frac{Q}{R} & T_1\le T_N\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T_N}\right)^{2/3} & T_2\le T_N\le 3{,}0s\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T_N}\right)^{5/3} & T_N\ge 3{,}0s\end{cases}$$

Avec : g : Accélération de la pesanteur ; A : Coefficient d'accélération de zone.

- L'ouvrage est du " groupe d'usage 2 " (bâtiment d'habitation).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d**e boumerdes** (zone III).

  Donc : A=0,25 (tableau (4.1) page 38 RPA 99 ver 2003).

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$\eta=\sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}\geq 0.7$ (formule (4.3) page 38 RPA 99 ver 2003).

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense ;

ξ=7% (tableau 4.2 page 38 RPA 99 ver 2003). $\Rightarrow \eta = 0{,}76$.

R : Coefficient de comportement de la structure.

R= 3.5 voile porteuse interaction (RPA99 ver 2003). (Tableau 4.3 page 42).

T_1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Site 3 : T_1=0,15s et T_2=0,5s (tableau (4.7) page 50 RPA 99 ver 2003).

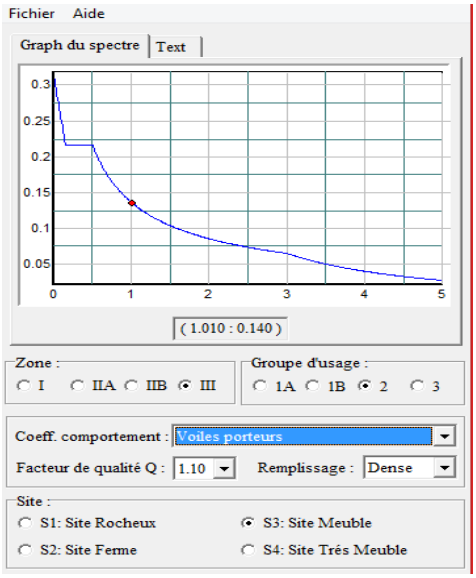
Q : Facteur de qualité $\Rightarrow Q = 1+\sum P_q$ (Tableau (4.4) page 45 RPA99 ver 2003).

Critère q	**P_q**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0.05
3. Régularité en plan.	0.05
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0

Tableau IV.18. Valeurs des pénalités P_q

➔ $Q = 1+\sum P_q=1,1$

On obtient le spectre de réponse suivant :



IV.4.3.2. Correction de coefficient de comportement :

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges soit verticales horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficitent de comportement.

Le tableau si-dessus représente la répartition des charges entre les voiles et les portiques à la base pour les charges verticales :

V_{tot} ➔ 100 %

$V_{portique}$ ➔ ? %

V_{voil} ➔ ? %

	V_{tot}(KN)	$V_{portique}$(KN)	V_{voile}(KN)	%RORTIQUE	%VOILE
SS	34581.77	12035.42	22492.73	34.80%	65.04%

Tableau IV.19. Répartition des charges verticales.

		V_{tot}(KN)	$V_{portique}$(KN)	V_{voile}(KN)	%RORTIQUE	%VOILE
SS	**X-X**	4247.25	90.04	4046.63	2.12%	95.28%
	Y-Y	4833.63	40.02	4727.91	0.83%	97.81%

Tableau IV.20. Répartition des charges horizontales.

❖ **Conclusion :**

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement **R=3.5.**

IV.4.3.3. Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99/VERSION2003.Art4.3.5)

Force sismique :

Les forces dues à l'action d'un séisme sollicitent la structure d'une construction dans toutes les directions. Elles ne suivant pas une direction privilégiée comme les forces de la pesanteur et de la neige dirigées vers le bas, les forces dues au vent qui sont des forces d'impact agissant sur une surface. Les forces sismiques sollicitent d'abord les éléments de l'infrastructure pour être ensuite transmis aux éléments de la superstructure. Pour le calcul on distingue le séisme horizontal et le séisme vertical dont les forces engendrent dans les éléments résistants :

- La compression.
- La traction.
- Les efforts tranchants.
- Des moments fléchissant.
- De la torsion.

L'une des 1ères vérifications préconisées par le "**RPA99 version 2003**" est relatVIe à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base "V_t" obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente "V" pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si V_t<0,8V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,…..) dans le rapport :

$$r = \frac{0{,}8 \times V}{V_t}.$$

IV.4.4. Vérification de l'exigence de RPA99/version2003 :

IV.4.4.1. Vérification de l'effort tranchant modal à la base :

Soit $V_{RPA} = \frac{ADQ}{R} W$

Le RPA99 ver.03 préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suVIante :

$W = \Sigma W^{i}_{étage}$ tel que : $W^{i}_{étage} = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$W^{i}_{étage}$: représente le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher i.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes (plancher i).

W_{Qi} : surcharge d'exploitation (plancher i).

$\beta = 0,2$ pour les étages à usage habitation (c'est le coefficient de pondération il est fonction de la nature et de la charge d'exploitation)

Le poids total de la structure :

W = 30987.44 KN

A= 0,25 (groupe 2 zone III)

Q = 1,1

R = 3.5 (voiles porteurs)

T_{etabs} =0.58516s Avec $\begin{cases} T_1 = 0,15 & \text{(site } S_3\text{)} \\ T_2 = 0,50 & \text{(site } S_3\text{)} \end{cases}$

Alors

$T_2 < T_{etabs} < 3$ s $\Rightarrow$ $D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$

$D = 2,5\ (0,76) \left(\frac{0.5}{0.58}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.72$

Donc : $V_{RPA} = \frac{0,25 \times 1,72 \times 1,1 \times 30987.44}{3,5} = 4187.73$ kn $\Rightarrow$ $0,8\ V_{RPA} = 3350.18$KN

Or d'après le fichier des résultats des états on a :

Spec	Mode	Dir	F1(KN)	F2(KN)
E	All	All	4751.17	4638.38

Tableau IV.21. Résultats donnée par ETABS.

$\begin{cases} F_1 = V_t^X = 4751.17\text{KN} \\ F_2 = V_t^Y = 4638.38\text{KN} \end{cases}$

Ce qui donne $V_t^x \geq 0.8\, V^{etabs}$ et $V_t^y \geq 0.8\, V^{etabs}$ ……condition vérifier.

IV.4.4.2. Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le **RPA99/version2003,** consiste à la vérification des déplacements inter –étage, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivantes :

1-la stabilité structurelle.

2-l'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux**.**

3-le confort humain durant et après les effets du séisme.

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}.$$

Avec: $\bar{\Delta} = 0{,}01 h_e$

h_e : représente la hauteur de l'étage.

Où : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{(k-1)}$

Δ_{Kx} : correspond au déplacement **relatif** au niveau **k** par rapport au niveau **k-1**.

Avec :

δ_k : Déplacements horizontaux au niveau **k** .

$\delta_k = R\,\delta_{(ek)}$

$\delta_{(ek)}$: Déplacements dus aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

- **Résultats des déplacements inter-étages :**

Par les résultats de la méthode modale spectrale :

L'effet de torsion est pris en charge par l'ETABS.

Dans les tableaux qui suivant on définit les paramètres suivant ;

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{(k-1)}$ (avec **k** désigne le niveau considéré).

Coefficient de comportement **; R=3.5.**

Sens X-X :

Story	UX	R	SKx	Dx	1%d	observation
STORY9	0.0172	3.5	0.0602	0.007	0.0306	**OK**
STORY8	0.0152	3.5	0.0532	0.00735	0.0306	**OK**
STORY7	0.0131	3.5	0.04585	0.0084	0.0306	**OK**
STORY6	0.0107	3.5	0.03745	0.0084	0.0306	**OK**
STORY5	0.0083	3.5	0.02905	0.00875	0.0306	**OK**
STORY4	0.0058	3.5	0.0203	0.0084	0.0306	**OK**
STORY3	0.0034	3.5	0.0119	0.007	0.0306	**OK**
STORY2	0.0014	3.5	0.0049	0.0042	0.0306	**OK**
STORY1	0.0002	3.5	0.0007	0.0007	0.0306	**OK**

Tableau IV.22. Résultats des déplacements inter-étages sens X-X

Sens Y-Y :

Story	UY	R	Sky	Dy	1%d	observation
STORY9	0.0213	3.5	0.07455	0.0084	0.0306	**OK**
STORY8	0.0189	3.5	0.06615	0.00875	0.0306	**OK**
STORY7	0.0164	3.5	0.0574	0.01015	0.0306	**OK**
STORY6	0.0135	3.5	0.04725	0.0105	0.0306	**OK**
STORY5	0.0105	3.5	0.03675	0.01085	0.0306	**OK**
STORY4	0.0074	3.5	0.0259	0.0105	0.0306	**OK**
STORY3	0.0044	3.5	0.0154	0.00875	0.0306	**OK**
STORY2	0.0019	3.5	0.00665	0.0056	0.0306	**OK**
STORY1	0.0003	3.5	0.00105	0.00105	0.0306	**OK**

Tableau IV.23. Résultats des déplacements inter-étages sens Y-Y

IV.4.4.3. Vérification de l'effort normal réduit:

Pour éviter la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N: l'effort normal maximal.

B_c: l'air de section brute.

F_{cj}:la résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Zone	Section	N(KN)	F_{C28}(Mpa)	N_{rd}(KN)	Vérification
III	50x50	1452.14	25	0,23	Vérifiée

Tableau IV.24. Vérification de l'effort normal réduit

IV.4.4.4.Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Les effets du 2ème ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0{,}10$$

Si : θ_k <0, 10, les effets de 2eme ordre sont négligés.

Si : 0,10 < $\theta_k \leq$ 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 1/(1- θ_k).

Si : θ_k > 0,20, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau "k"

$P_k = \sum (W_{gi} + \beta W_{qi})$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

$V_k = \sum F_i$.

Avec : Δ_K : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_K : Hauteur de l'étage k.

Les résultats de logiciel ETABS sont présentés dans le tableau suivant

Sens X-X :

Story	UX	R	SKx	Dx	VX	hk	pk	Tx	observation
STORY9	0.0172	3.5	0.0602	0.007	1171.36	3.06	34581.77	0.06753571	**OK**
STORY8	0.0152	3.5	0.0532	0.00735	2028.46	3.06	34911.98	0.04134033	**OK**
STORY7	0.0131	3.5	0.04585	0.0084	2790.17	3.06	35425.5	0.03485324	**OK**
STORY6	0.0107	3.5	0.03745	0.0084	3420.46	3.06	35939.02	0.02884294	**OK**
STORY5	0.0083	3.5	0.02905	0.00875	3932.5	3.06	36452.54	0.02650609	**OK**
STORY4	0.0058	3.5	0.0203	0.0084	4320.54	3.06	36966.06	0.02348675	**OK**
STORY3	0.0034	3.5	0.0119	0.007	4587.19	3.06	37479.58	0.01869066	**OK**
STORY2	0.0014	3.5	0.0049	0.0042	4743.24	3.06	37993.1	0.01099404	**OK**
STORY1	0.0002	3.5	0.0007	0.0007	4786.95	3.06	38506.62	0.00184015	**OK**

Tableau IV.25. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X-X

Sens Y-Y :

Story	UY	R	Sky	Dy	VY	hk	pk	Ty	observation
STORY9	0.0213	3.5	0.07455	0.0084	1134.55	3.06	34581.77	0.08367225	**OK**
STORY8	0.0189	3.5	0.06615	0.00875	1978.62	3.06	34911.98	0.05045436	**OK**
STORY7	0.0164	3.5	0.0574	0.01015	2707.28	3.06	35425.5	0.04340377	**OK**
STORY6	0.0135	3.5	0.04725	0.0105	3319.99	3.06	35939.02	0.03714474	**OK**
STORY5	0.0105	3.5	0.03675	0.01085	3818.13	3.06	36452.54	0.03385208	**OK**
STORY4	0.0074	3.5	0.0259	0.0105	4196.47	3.06	36966.06	0.03022643	**OK**
STORY3	0.0044	3.5	0.0154	0.00875	4460.32	3.06	37479.58	0.02402787	**OK**
STORY2	0.0019	3.5	0.00665	0.0056	4613.4	3.06	37993.1	0.01507128	**OK**
STORY1	0.0003	3.5	0.00105	0.00105	4657.31	3.06	38506.62	0.00283706	**OK**

Tableau IV.26. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y-Y

❖ **Conclusion:**

On constate que θ_K est inférieur à 0,1.

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.4.4.5. vérification de la participation massique :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	nature
1	0.58516	5.0604	3.0751	5.0604	3.0751	58.446	58.446	**rotation**
2	0.5468	1.7019	63.9594	6.7623	67.0345	1.7569	60.2029	**transy-y**
3	0.46716	60.4399	0.6067	67.2022	67.6411	5.8814	66.0843	**transx-x**
4	0.169363	0.1011	2.2879	67.3032	69.929	10.3311	76.4154	/
5	0.156788	0.7931	10.7289	68.0963	80.6579	2.3245	78.7399	/
6	0.138	12.6979	0.6509	80.7942	81.3088	0.266	79.0059	/
7	0.085068	0.5795	1.0216	81.3738	82.3304	0.7272	79.7331	/
8	0.079649	0.1725	0.4169	81.5462	82.7473	3.6858	83.4189	/
9	0.072655	0.035	4.3336	81.5812	87.0809	1.0748	84.4938	/
10	0.065029	5.443	0.122	87.0242	87.2029	0.0289	84.5227	/
11	0.047812	0.0047	1.1327	87.0288	88.3356	2.0234	86.5461	/
12	0.043015	0.1614	2.0647	87.1902	90.4003	1.1812	87.7273	/
13	0.039303	3.4418	0.0777	90.632	90.4779	0.049	87.7763	/
14	0.03273	0.0376	1.3104	90.6696	91.7884	0.5384	90.23	/

Tableau IV.27. Vérification de la participation massique.

On a attient 90% au 14eme mode donc les 14 modes 1er sont satisfait

IV.4.4.6. vérification de déplacement maximal :

$\sigma_{max} \leq f = \frac{H}{500}$ avec H :la hauteur total de structure.

$$f = \frac{H}{500} = \frac{27{,}54}{500} = 0{,}055$$

$\sigma_x^{max} = 0.03 < 0.055$ ..... OK

$\sigma_y^{max} = 0.01 < 0.055$ ..... OK

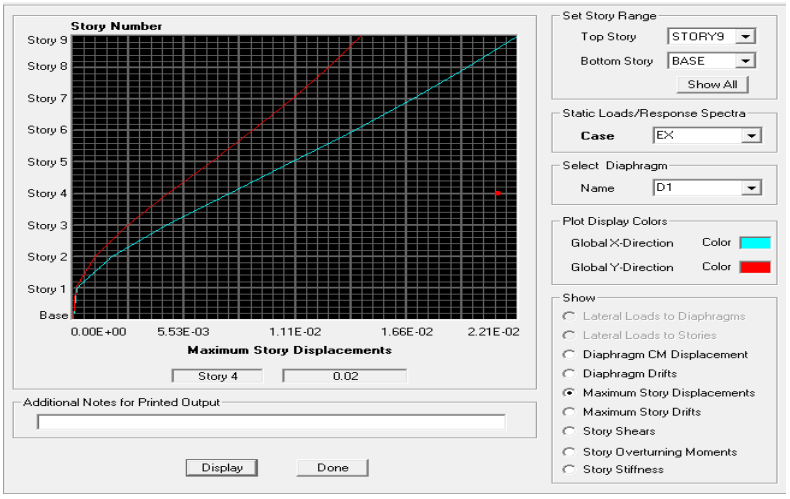


Figure IV.10. Vérification de déplacement maximal.

IV.4.4.7. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{w \times h_i \times (v_t - F_t)}{\sum w_i \times h_i}$$

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$Ft = \begin{cases} 0.07TV & si \quad T > 0.7\,\text{sec} \\ 0 & si \quad T \le 0.7\,\text{sec} \end{cases}$$

T est la période fondamentale de la structure.

la valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0.25 V.

La partie restante de V soit ($V-F_t$) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule

F_i : force horizontale revenant au niveau i.

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : niveau du plancher quelconque.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i, W_j **:** Poids revenant aux planchers i, j.

Dans notre cas T = 0.58 < 0.7s donc $F_t = 0$

Donc : $F_i = \frac{V.W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_J}$

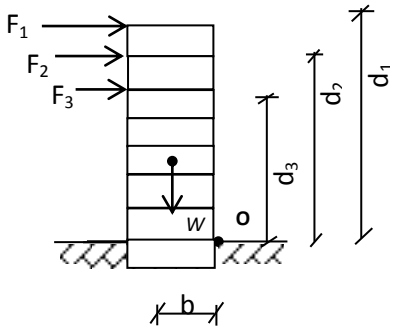
Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

Niveaux	Effort tranchant		Poids W (KN)	h(m)	W×h (KN.m)	Effort sismique	
	V_X (KN)	V_Y (KN)				F_X (KN)	F_Y (KN)
7	4786.95	4657.5	142.92	27.54	3936.01	14.14	13.75
6	4786.95	4657.5	3205.5	24.48	78470.64	281.94	274.31
5	4786.95	4657.5	6710.41	21.42	143736.98	516.44	502.47
4	4786.95	4657.5	12884.9	18.36	236566.76	849.98	826.99
3	4786.95	4657.5	13976.86	15.3	213845.95	768.34	747.56
2	4786.95	4657.5	17693.15	12.24	216564.15	778.11	757.06
1	4786.95	4657.5	21408.74	9.18	196532.23	706.13	687.04
RDC	4786.95	4657.5	25160.63	6.12	153983.05	553.25	538.29
Sous-sol	4786.95	4657.5	28976.77	3.06	88668.91	318.58	309.97

Tableau IV.28. Distribution de la résultante des forces sismiques.

IV.4.4.8. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble:(RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement



- $M_{Renversement} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^{n} F_i \times d_i$

- $M_{stabilisateur} = M_{W/O} = W \times b$

Il faut vérifier que : $\dfrac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

Les résultats de l'effort tranchant et Moment de renversement sont donnés dans le tableau suivant :

NIVEAUX	Effort tranchant		Moment de renversement	
	F_X (KN)	Fy (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
7	14.14	13.75	389.41	378.67
6	281.94	274.31	6901.89	6715.10
5	516.44	502.47	11062.14	10762.90
4	849.98	826.99	15605.63	15183.53
3	768.34	747.56	11755.60	11437.66
2	778.11	757.06	9524.06	9266.41
1	706.13	687.04	6482.27	6307.02
RDC	553.25	538.29	3385.89	3294.33
Sous-sol	318.58	309.97	974.85	948.50

Tableau IV.29. Effort tranchant et Moment de renversement.

	W(KN)	b(m)	M_s(KN.m)	M_r(KN.m)	M_s/M_r	Verification
Sens XX	30987.436	11.857	367418.03	66081.77	5.56	**CV**
Sens YY	30987.436	9.752	302189.48	64294.18	3.20	**CV**

Tableau IV.30. Vérification de l'équilibre d'ensemble.

On a (Ms > 1,5 Mr), donc L'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions.

Conclusion : L'ouvrage est donc stable au renversement.

VI.4.4.9. Conclusion:

Les résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, montrent que le bâtiment est bien dimensionné et peut résister au séisme après un ferraillage correct. On peut donc passer à l'étape du ferraillage.

Chapitre 5 :

analyse comparatives

V.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous présentons l'analyse comparative entre les deux bâtiments analysés STR01 et STR02. Cette étude permettra de mettre en évidence et de quantifier le mode de torsion comme mode fondamentale. L'analyse est effectuée moyennant la méthode spectrale.

Nous présentons ci-dessous les vues en plan pour les deux structures. Ces dernières ont le même nombre de niveau et diffèrent uniquement dans la disposition des voiles de contreventement. C'est la disposition des voiles qui permettra d'avoir le mode fondamentale comme mode de torsion ou de translation.

- **la vue en plan des deux structures :**

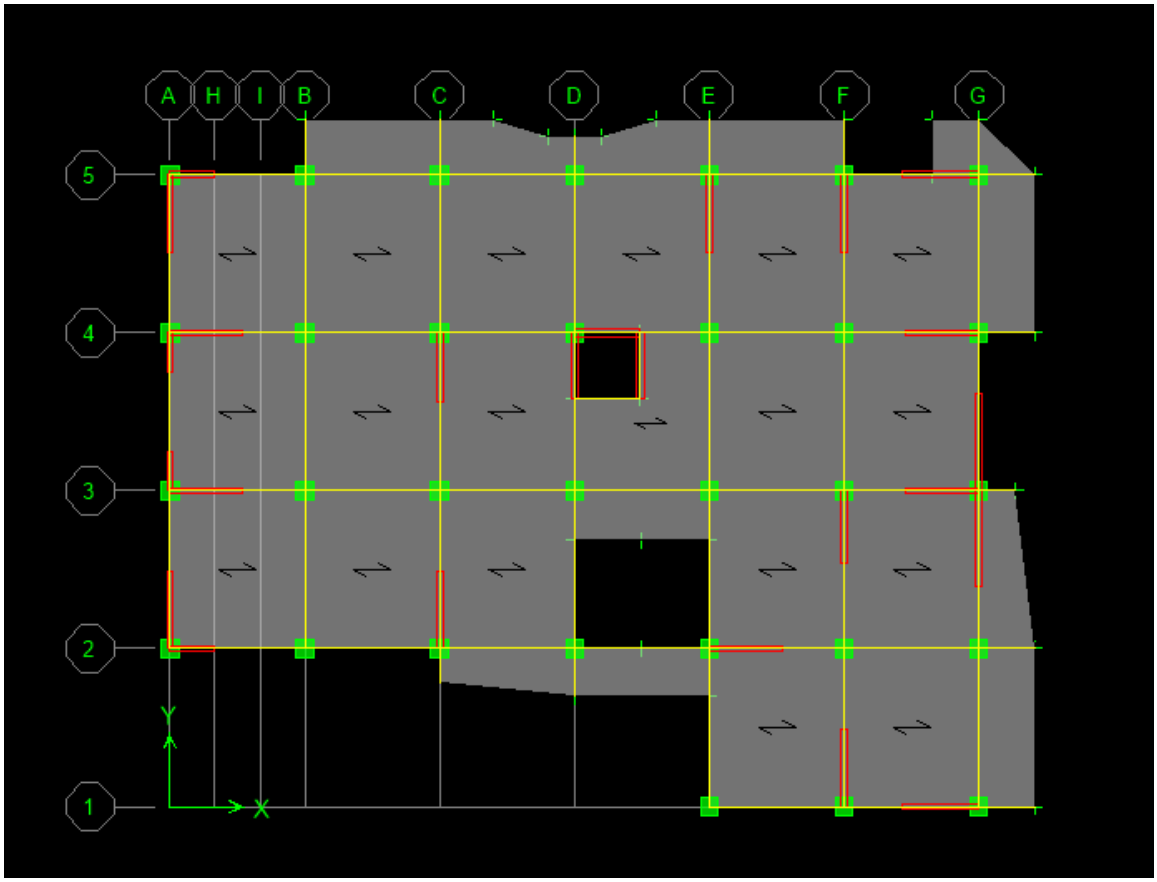


Figure V.1.La vue en plan de la structure 01.

Pour la structure 01, la disposition des voiles conduit aux deux premiers modes de vibration comme mode de translation selon X-X et selon Y-Y (voir tableau)

Mode	Période	UX	UY	RZ	nature
1	0.636701	64.9219	0.2829	0.82	Trans x-x
2	0.510452	0.1831	65.7934	0.9266	Trans y-y
3	0.455909	0.8348	0.9047	64.6198	rotation

Tableau V.1. Tableau des modes pour la structure 01

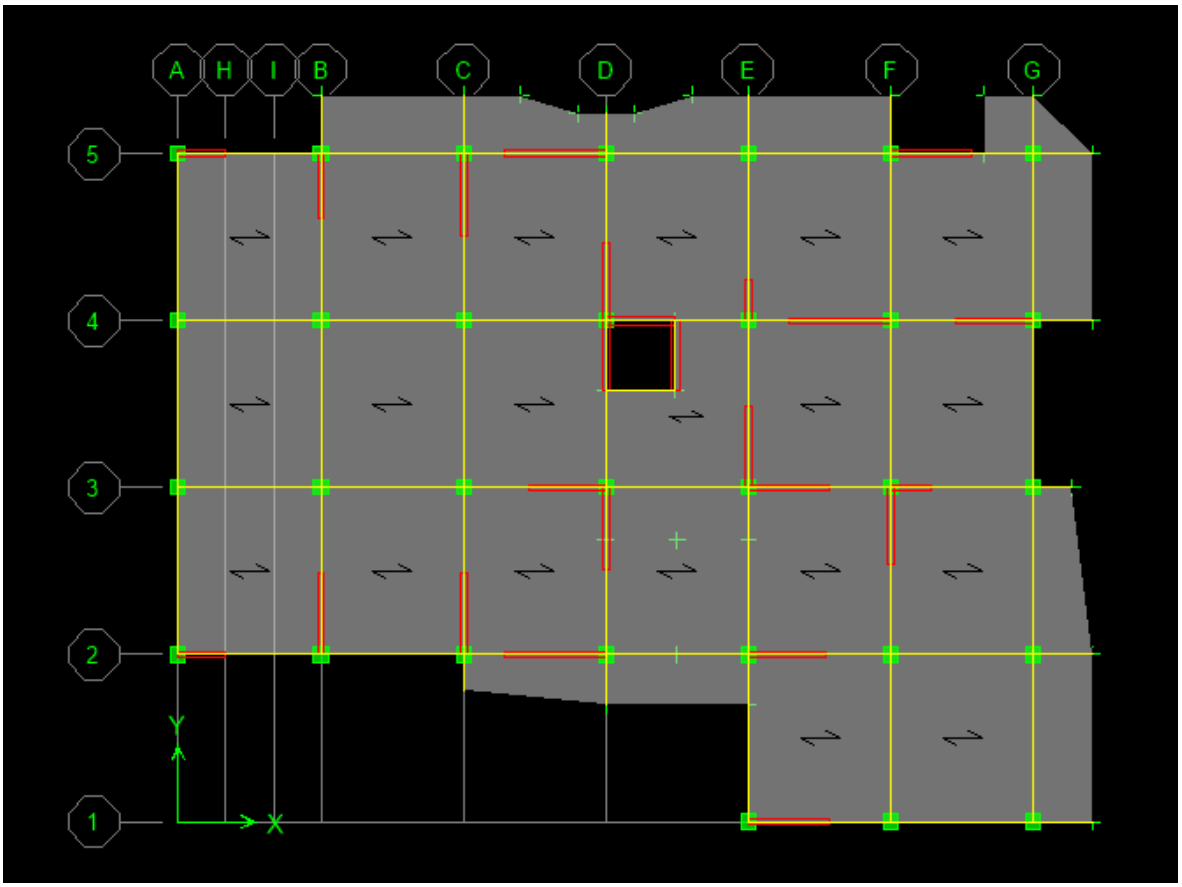


Figure V.2.La vue en plan de la structure 02.

Pour la structure 02, la disposition des voiles conduit au mode de torsion (rotation selon Z-Z) comme mode fondamental.

Mode	Période	UX	UY	RZ	nature
1	0.58516	5.0604	3.0751	58.446	rotation
2	0.5468	1.7019	63.9594	1.7569	Trans y-y
3	0.46716	60.4399	0.6067	5.8814	Trans x-x

Tableau V.2. Tableau des modes pour la structure 02.

V.2. EFFORT TRANCHANT TOTALE :

L'effort tranchant global agissant à la base de la structure est présenté selon les deux directions pour les deux ossatures mixtes afin de montrer l'influence des deux dispositions des voiles.

	Structure 01	Structure 02	Augmentation %
V_{etabs} (sens x-x) (KN)	4096.58	4786.95	16.85
V_{etabs} (sens y-y) (KN)	4657.50	4744.87	1.87

Tableau V.3. L'augmentation de l'effort tranchant à la base.

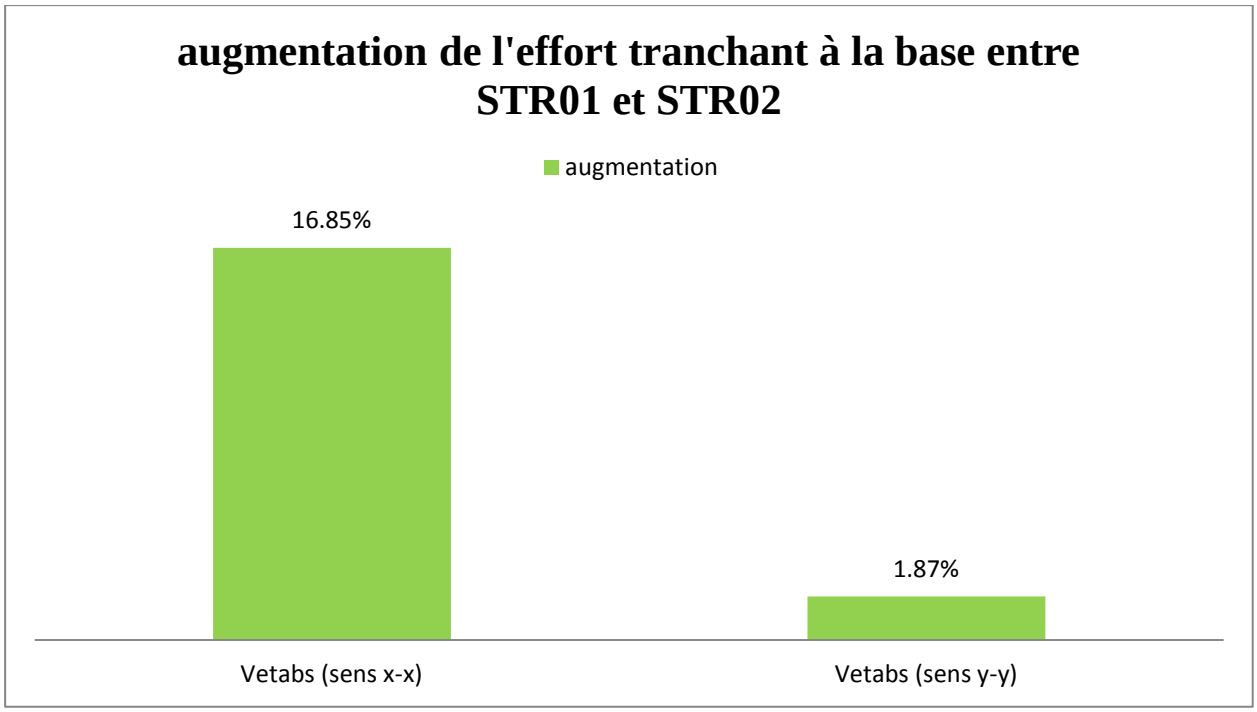


Figure V.3. Augmentation de l'effort tranchant à la base entre STR01 et STR02.

Nous notons une augmentation de presque 17% de l'effort tranchant à la base selon xx et de 2 % selon la direction Y-Y. Cette différence est due au déplacement du centre de masse plus selon xx que selon Y-Y. En effet de la torsion est induite par l'excentricité (e) entre le centre de masse et le centre de torsion. Dans ce cas nous avons e_x qui est nettement supérieure à e_y entre les deux structures.

Pour les ossatures à contreventement mixte, la disposition des voiles joue un rôle fondamental dans les répartitions des efforts dans la structure.

V.3. EFFORT TRANCHANT PAR CHAQUE ETAGE :

L'effort tranchant agissant à la base de chacune des structures est distribués selon la hauteur du bâtiment.

Cette distribution est présentée dans le tableau ci-dessous ainsi que sous forme graphique selon les deux directions**.**

	Structure 01		Structure 02	
Niveau	**Tx (KN)**	**Ty (KN)**	**Tx (KN)**	**Ty (KN)**
Niveau 09	1063.54	1134.55	1171.36	1177.86
Niveau 08	1807.47	1978.62	2039.12	2040.96
Niveau 07	2427.13	1707.28	2790.17	2780.98
Niveau 06	2942.84	3319.99	3420.46	3401.65
Niveau 05	3364.69	3818.13	3932.50	3901.26
Niveau 04	3690.97	4196.47	4320.54	4275.94
Niveau 03	3923.33	4460.32	4587.19	4535.57
Niveau 02	4060.76	4613.40	4743.24	4685.45
Niveau 01	4096.58	4657.50	4786.95	4744.87

Tableau V.4. L'augmentation de l'effort tranchant à la base.

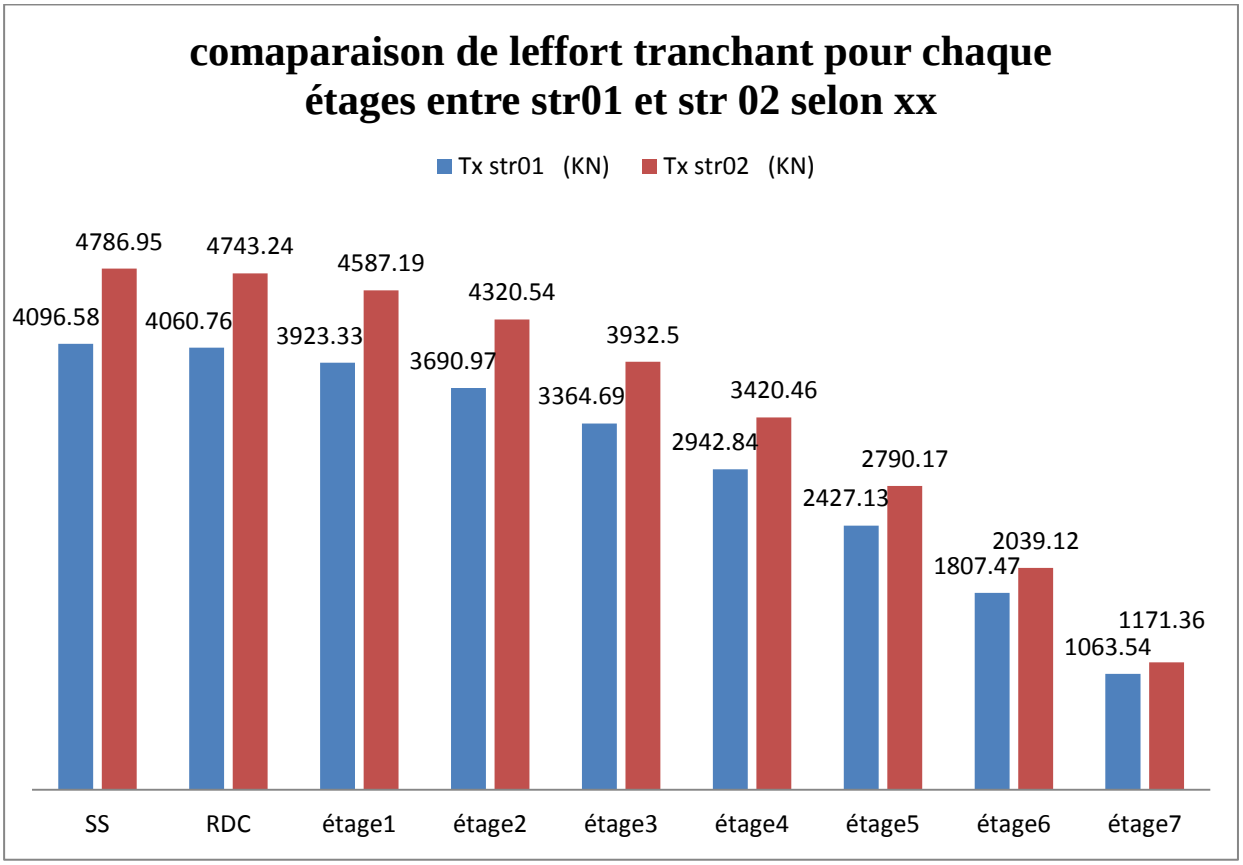


Figure V.4. Comparaison de l'effort tranchant pour chaque étage entre STR01 et STR02 sens Y-Y

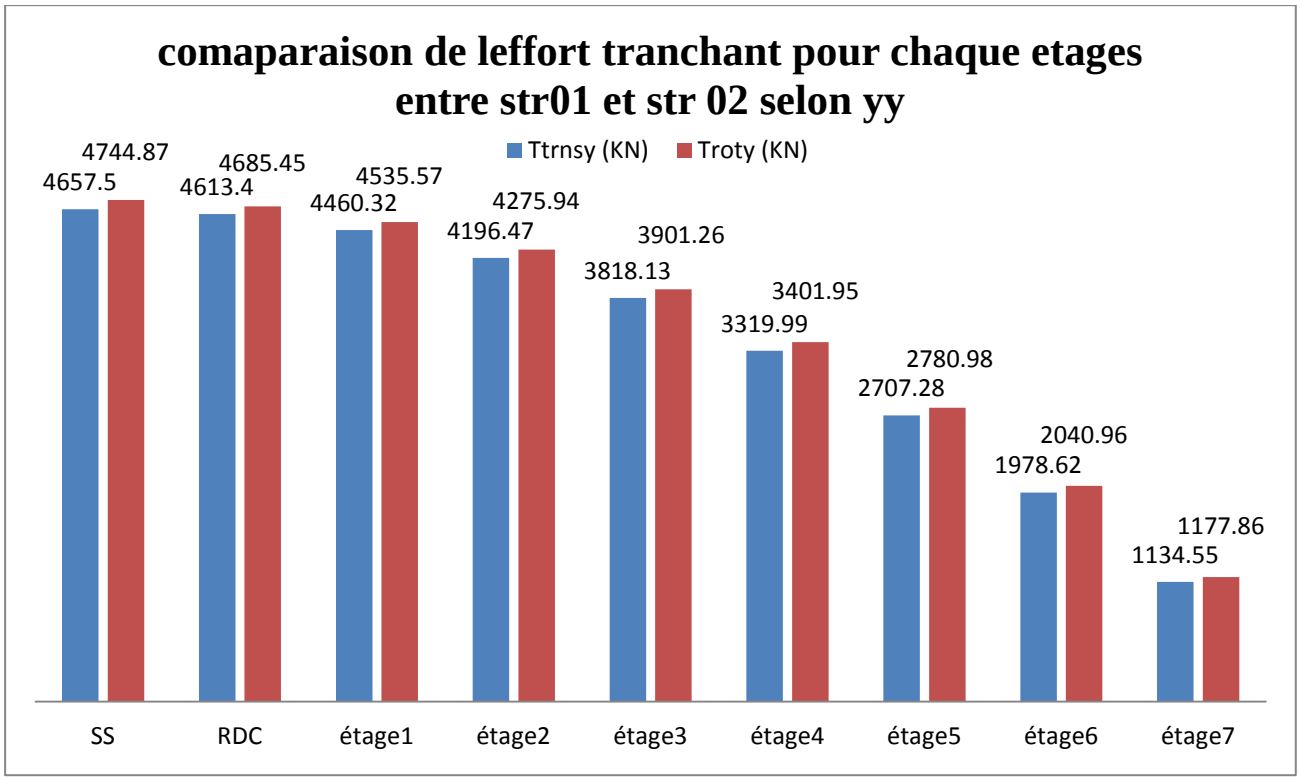


Figure V.5. Comparaison de l'effort tranchant pour chaque étage entre STR01 et STR02

Sens X-X

Cette distribution montre que l'effort tranchant est plus important à la base conformément aux règles qui régissent la distribution verticale de l'effort sismique, Aussi la différence pour chacun des étages entre STR01 et STR02 est du même ordre que l'effort global soit environ 17% selon X-X et 2% selon Y-Y.

V.4. DISTRIBUTION DE L'EFFORT TRANCHANT ENTRE LES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT A TOUS LES ETAGES (SENS X-X) :

Nous présentons les efforts tranchant dans les poteaux des différents portiques mixtes par étage selon X-X dans le tableau ci-dessous ainsi qu'une représentation graphique.

		Structure 01	Structure 02
Niveau	**portique**	**T_x (KN)**	**T_x (KN)**
RDC	**1**	70.30	73.06
	2	174.49	157.39
	3	173.02	96.63
	4	175.53	119.88
	5	198.09	148.52
Etage 01	**1**	73.26	75.24
	2	203.02	219.71
	3	208.45	115.33
	4	213.16	142.06
	5	223.29	161.00
Etage 02	**1**	63.35	63.38
	2	269.81	179.47
	3	259.03	123.87
	4	263.41	166.90
	5	201.29	139.28
Etage 03	**1**	67.71	65.01
	2	224.09	172.16
	3	206.02	102.84
	4	207.52	129.89
	5	222.85	147.04
Etage 04	**1**	67.62	62.45
	2	268.30	163.96
	3	212.63	104.11
	4	212.84	131.80
	5	231.18	144.68
Etage 05	**1**	43.50	39.43
	2	180.93	139.80
	3	211.15	91.35
	4	210.23	124.59
	5	153.25	90.05
Etage 06	**1**	41.38	37.30
	2	154.13	95.11
	3	132.82	65.19
	4	132.36	79.64
	5	149.07	80.91
Etage 07	**1**	44.64	41.00
	2	145.76	105.93
	3	150.58	79.29
	4	148.74	84.66
	5	161.69	80.87

Tableau V.5. Distribution de l'effort tranchant entre les éléments de contreventement.

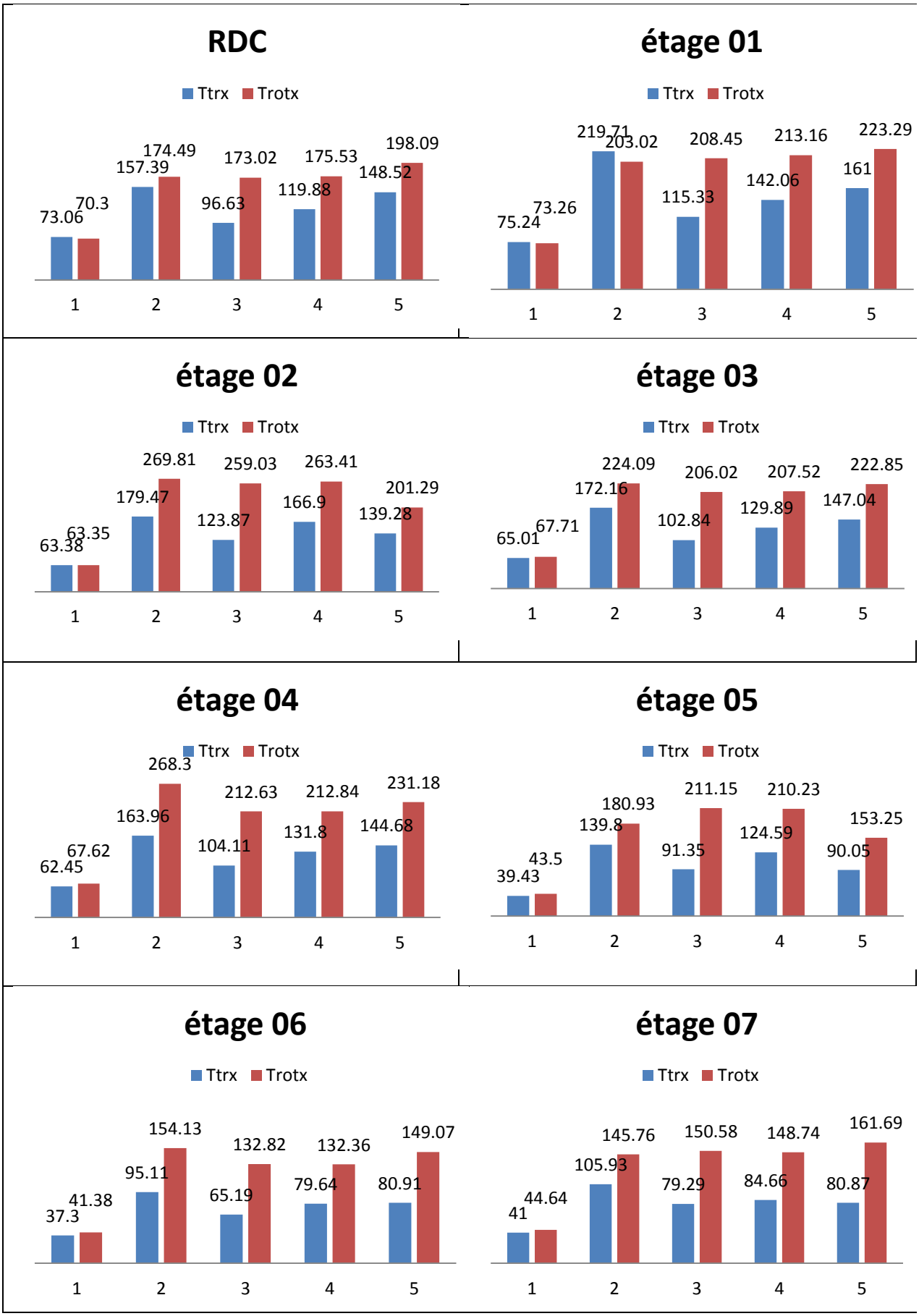


Figure V.6. Histogramme de l'effort tranchant entre les éléments de contreventement.

Nous observons que les efforts tranchant pour la structure 02 repris par les différents portiques à chacun des étages restent supérieurs à ceux de la structure 01. Nous avons calculé une estimation de cette augmentation qui reste en moyenne supérieure à 30% pour l'ensemble des poteaux et à tous les niveaux du bâtiment.

V.5. DISTRIBUTION DE L'EFFORT TRANCHANT ENTRE LES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT A TOUS LES ETAGES (SENS Y-Y):

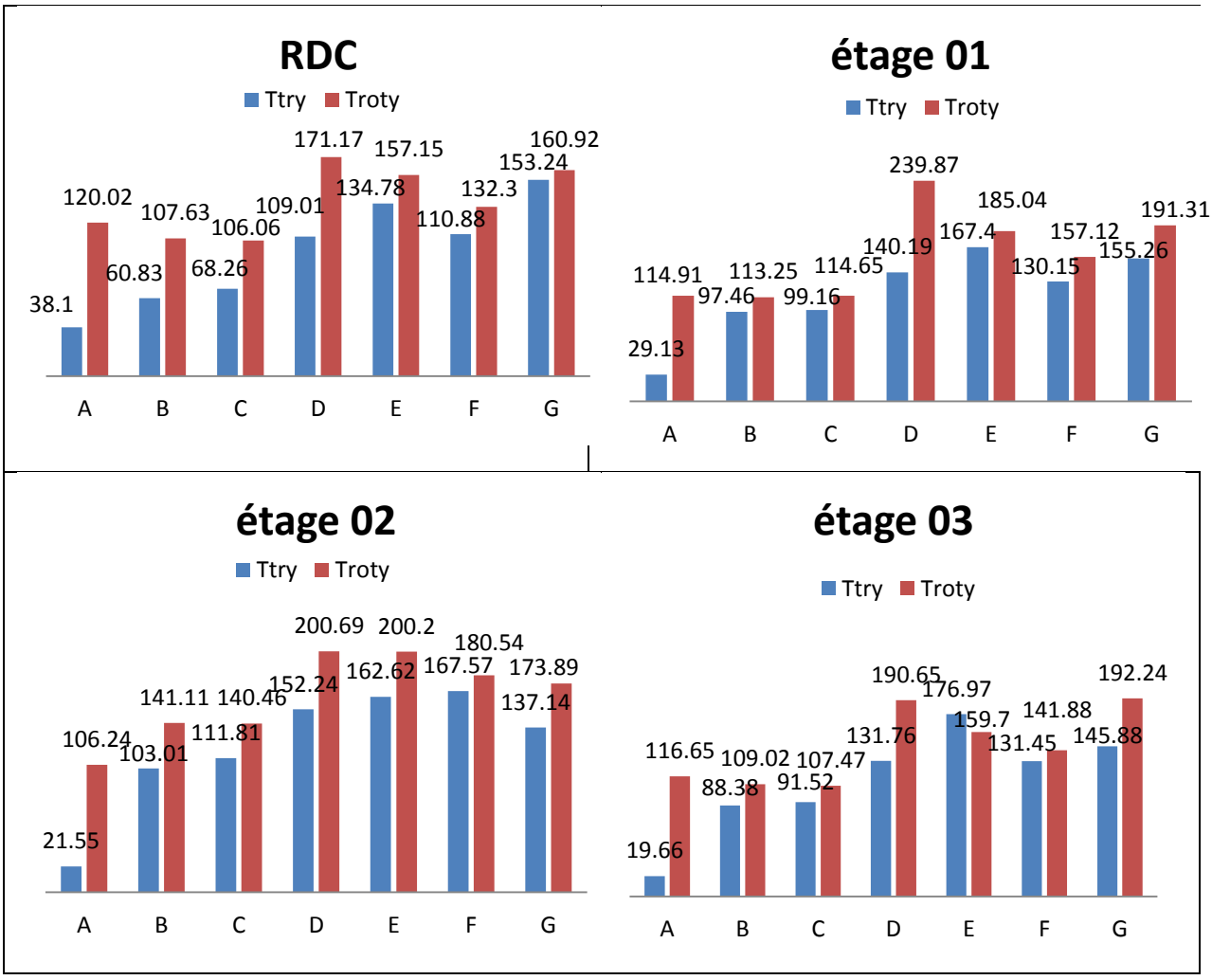
Nous présentons les efforts tranchant dans les poteaux des différents portiques mixtes par étage selon Y-Y dans le tableau ci-dessous ainsi qu'une représentation

graphique.

		Structure 01	Structure 02
Niveau	**portique**	**T_y (KN)**	**T_Y (KN)**
RDC	**A**	38.1	120.02
	B	60.83	107.63
	C	68.26	106.06
	D	109.01	171 .17
	E	134.78	157.15
	F	110.88	132.3
	G	153.24	160.92
Etage 01	**A**	29.13	114.91
	B	97.46	113.25
	C	99.16	114.65
	D	140.19	239.87
	E	167.4	185.04
	F	130.15	157.12
	G	155.26	191.31
Etage 02	**A**	21.55	106.24
	B	103.01	141.11
	C	111.81	140.46
	D	152.24	200.69
	E	162.62	200.20
	F	167.57	180.54
	G	137.14	173.89
Etage 03	**A**	19.66	116.65
	B	88.38	109.02
	C	91 .52	107.47
	D	131.76	190.65
	E	176.97	159.70
	F	131.45	141.88
	G	145.88	192.24
Etage 04	**A**	17.47	121.24
	B	87.47	111.28
	C	91.55	108.59
	D	127.57	171.34
	E	134.58	180.15
	F	136.41	142.18
	G	145.44	199.24

Etage 05	**A**	8.81	80.92
	B	71.85	108.49
	C	79.5	104.21
	D	105.95	84.93
	E	105.72	146.16
	F	134.46	128.2
	G	93.18	128.72
Etage 06	**A**	6.58	79.58
	B	48.72	67.62
	C	51.77	63.92
	D	68.54	64.69
	E	82.45	98.93
	F	83.25	82.82
	G	87.91	123.06
Etage 07	**A**	6.98	86.84
	B	49.44	76.16
	C	54.24	71.16
	D	45.65	43.86
	E	63.18	76.93
	F	93.3	88.08
	G	96.03	131.56

Tableau V.6. Distribution de l'effort tranchant entre les éléments de contreventement.



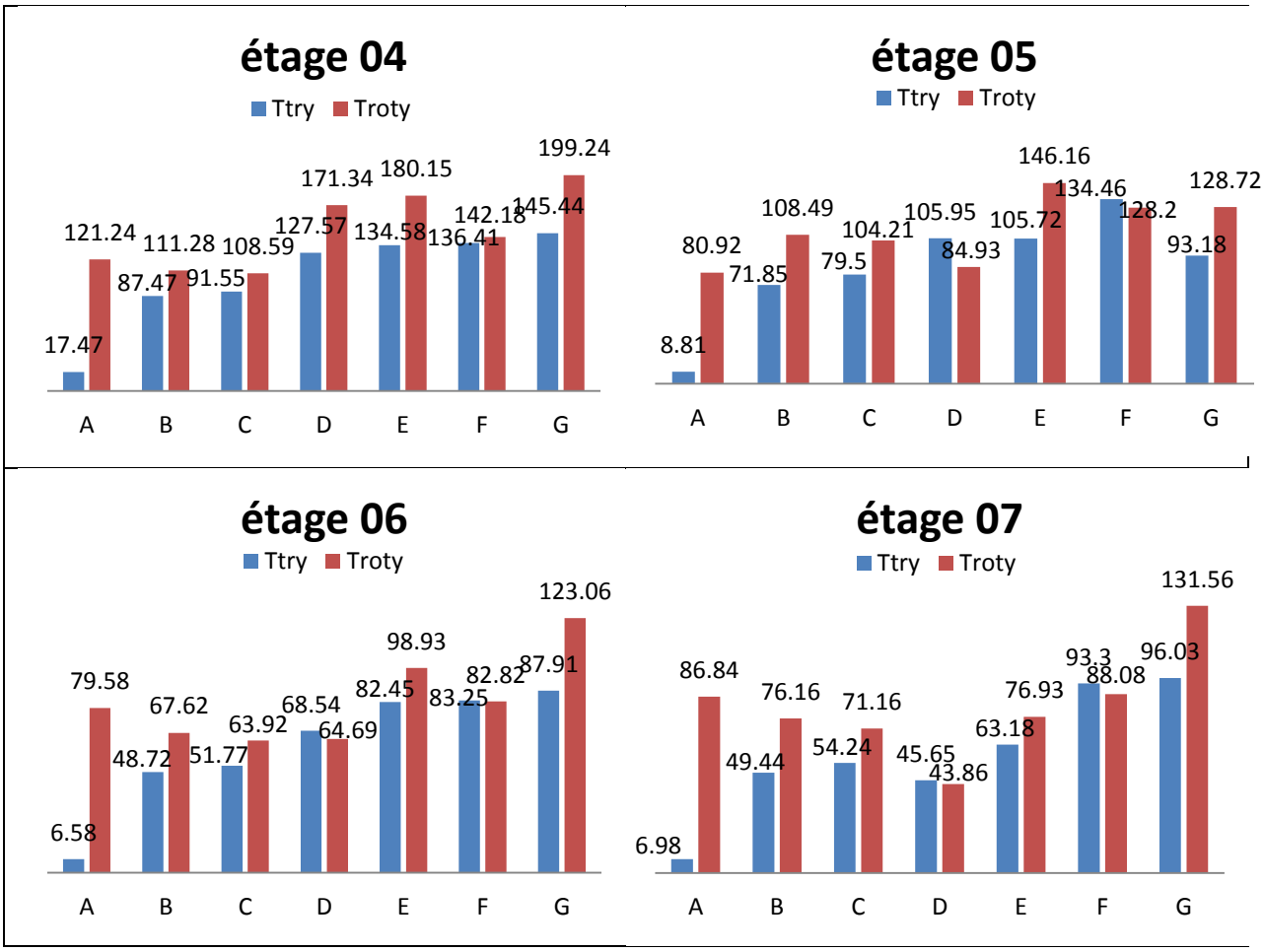


Figure V.7. Histogramme de l'effort tranchant entre les éléments de contreventement.

Il est à noter que l'effort repris par certains portiques est plus important que pour d'autre. Cette différence est justifiée par la position du portique par rapport au centre de torsion ainsi que par la rigidité du portique en question.

V.6. EFFORT TRANCHANT ET MOMENT DE FLEXION :

Nous pressentons dans cette partie l'effort tranchant et le moment de flexion pour le portique mixte longitudinal de rive et le portique transversale intermédiaire (C)

	Structure 01				**Structure 02**			
	Selon x-x				**Selon x-x**			
	C_2		**V_1**		**C_2**		**V_1**	
	T (kN)	**M(KN.m)**	**T(kN)**	**M(KN.m)**	**T (kN)**	**M(KN.m)**	**T(kN)**	**M(KN.m)**
RDC	27.23	57.58	189.75	405.09	41.45	86.06	290.85	280.60
Etage 03	30.86	67.84	47.67	75.92	52.79	82.24	94.55	153.45
Etage 07	22.77	31.57	18.34	41.33	38.89	54.59	28.18	57.77

Tableau V.7. Moment et effort tranchant dans le poteau et le voile.

	Structure 01				Structure 02			
	Selon y-y				Selon y-y			
	C_{27}		V_3		C_{27}		V_3	
	T (kN)	M(KN.m)	T(kN)	M(KN.m)	T (kN)	M(KN.m)	T(kN)	M(KN.m)
RDC	45.85	81.54	298.31	950.35	49.12	80.60	181.76	726.10
Etage 03	50.08	74.97	155.81	267.56	65.13	97.09	165.56	266.66
Etage 07	33.00	47.86	51.72	117.54	37.52	55.03	29.27	100.99

Tableau V.8. Moment et effort tranchant dans le poteau et le voile.

Selon la direction X-X, les tableaux présentant les efforts tranchant ainsi que les moments montre qu'aussi bien dans les poteaux que dans les voiles on observe une augmentation des sollicitations. Celle-ci est plus importante au niveau 3 qu'au niveau 7 du bâtiment.

Etage 03	**ΔT (%)**	**ΔM (%)**
Poteaux	71	21
Voiles	98	102

Tableau V.9. Augmentation des sollicitations selon X-X.

Selon la direction Y-Y, les tableaux présentant les efforts tranchant ainsi que les moments montre qu'aussi bien dans les poteaux que dans les voiles on observe une augmentation de l'effort tranchant. Cette dernière est plus importante dans les poteaux (de l'ordre de 30%). L'augmentation du moment est seulement observée dans les poteaux (de l'ordre de 29%).

Etage 03	**ΔT (%)**	**ΔM (%)**
Poteaux	30	29.5
Voiles	6.3	0

Tableau V.10. Augmentation des sollicitations selon Y-Y.

V.7. CONCLUSION :

Cette partie du travail a permis de mettre en évidence que le mode fondamental de torsion engendre une augmentation importante des sollicitations dans la structure. En effet la participation massique du mode fondamental est de 58 % ce qui représente plus de la moitié de la masse du bâtiment.

Chapitre 6 :

ferraillages des éléments structuraux

VI.1. INTRODUCTION :

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ Ver2003).

Les règles CBA 93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions.

Les règles RPA 99/Ver 2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Le ferraillage des éléments structuraux comporte deux structures :

VI.2. CALCUL DU FERRAILLAGE POUR LA STRUCTURE 01 :

VI.2.1. Ferraillage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts des planchers vers les poteaux.

Elles sont soumises aux efforts suivants:

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.
- Effort normal.

Le ferraillage est calculé à l'état limite ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de l'RPA 99ver.03

Les étapes de calcul de la section d'armature sont résumées par l'organigramme de la flexion simple ELU.

Le ferraillage se fera en flexion simple en tenant compte des efforts donnés par **L'ETABS,** à l'ELU et à L'ELA sous l'effet de moment le plus défavorable suivant le règlement BAEL91 et les vérifications suivant les règles parasismiques Algériennes RPA 99version.2003.

VI.2.1.1 Recommandations de :

- **l'RPA99 ver.03 :**

❖ **Armatures longitudinal :**

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux est de : 0,5% de la section du béton seul.
- Le pourcentage maximum est de : 4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Poutres Principale (PP) : A_{min} = 0,005x30x40= 6cm^2.

A_{max} = 0,04x30x40= 48cm^2. (En zone courante).

A_{max} = 0,06x30x40= 72cm^2. (En zone de recouvrement).

Poutres secondaire (PS) : A_{min} = 0,005x30x35= 5.25cm^2.

A_{max} = 0,04x30x35= 42cm^2. (En zone courante).

A_{max} = 0,06x30x35= 63cm^2. (En zone de recouvrement).

- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Ø en zone III.
- Pour une poutre de rive, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Le ferraillage des poutres se fera par la poutre la plus sollicité, on prend la poutre la plus sollicité dans la structure selon les deux sens ; Sens porteur et non porteur.

❖ **Armatures transversales :**

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $\mathbf{A_t \geq 0{,}003.S.b}$
- l'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

Dans la zone nodale et en travée les armatures comprimées sont nécessaires est :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

Avec : ϕ_l : c'est la valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

- En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➢ **Selon le BAEL 91 :** (la condition de non fragilité)

(PP) ➔ A_{cnf} = 0,23 x b_o x d x ft28/fe =1.30 cm^2.

(PS) ➔ A_{cnf} = 0,23 x b_o x d x ft28/fe =1.14 cm^2.

VI.2.1.2. Exemple de calcul: PP (poutre porteuse)

❖ **Ferraillage en travée :**

$M_{u(t)}$ = 88.91 KN.m

$M_{ser(t)}$ = 51.78 KN.m

fbu = 0,85f $_{c28}$ / γ_b ➔ fbu = 0.85 * 25 / 1.5 ➔ fbu = 14.16 MPA.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.08891}{0{,}3 \times (0{,}36)^2 \times 14.16} = 0{,}16$$

10^4 μlu = (3440 γ + 49 fc_{28} – 3050)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.72 \qquad \gamma = 1.72 \text{ ➔ } \mu_{lu} = 0.41$$

μ_{bu} =0.16 ≤ μ_{lu} = 0.41 ➔ A'$_u$ =0 cm^2 ➔ méthode simplifie

z = d(1-0.4 α)

$$\alpha = 1.25\,(1-\sqrt{1-2\mu_{bu}}) = 1.25\,(1-\sqrt{1-2(0.16)}) = 0.22$$

z= 0.36[1-0.4(0.22)]=0.33

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$Au = \frac{M_t}{Z \times \sigma_S} \text{ ➔ } Au = \frac{0.08891}{0.33 \times 348} = 7.74\text{cm}^2$$

on adopt : 6T14 ➔ A_s= 9.24cm^2.

❖ **Ferraillage au niveau des appuis :**

$M_{u(a)}$ = 115.27 KN.m

$M_{ser(a)}$ = 51.78 KN.m

fbu = 0,85f $_{c28}$ / γ_b ➔ fbu = 0.85 * 25 / 1.5 ➔ fbu = 14.16 MPA.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.11527}{0{,}3 \times (0{,}36)^2 \times 14.16} = 0{,}21$$

10^4 μlu = (3440 γ + 49 fc_{28} – 3050)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 2.23 \qquad \gamma = 2.23 \text{ ➔ } \mu_{lu} = 0.58$$

μ_{bu} =0.21 ≤ μ_{lu} = 0.58 ➔ A'$_u$ =0 cm^2 ➔ méthode simplifie

z = d(1-0.4 α)

$$\alpha = 1.25\,(1-\sqrt{1-2\mu_{bu}}) = 1.25\,(1-\sqrt{1-2(0.21)}) = 0.30$$

z= 0.36[1-0.4(0.30)]=0.32

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$Au = \frac{M_a}{Z \times \sigma_S} \text{ ➔ } Au = \frac{0.11527}{0.32 \times 348} = 10.35\text{cm}^2$$

On adopte: 6T16 ➔ A_s= 12.06cm^2.

Les résultats du ferraillage longitudinal sont résumés dans les tableaux suivants:

On a utilisé le logiciel de calcul **(SOCOTEC),** Pour le calcul des différentes sections de ferraillage.

VI.2.1.3. les sollicitations :

Poutre non lie aux voiles :

- **poutre principale :**

poutre	$M_{travée}(kn.m)$	**combo**	$M_{appuis}(kn.m)$		***combo***	***V(KN)***
PP	88.91	ELA	Sup.	115.27	ELA	0
			Inf.	77.82	ELA	

Tableau VI.1. Sollicitations de la poutre principale non lié au voile.

- **poutre secondaire :**

poutre	$M_{travée}(kn.m)$	**combo**	$M_{appuis}(kn.m)$		***combo***	***V(KN)***
PS	39.64	ELA	Sup.	83.62	ELA	0
			Inf.	75.91	ELA	

Tableau VI.2. Sollicitations de la poutre secondaire non lié au voile.

Poutre lie aux voiles :

- **poutre principale :**

poutre	$M_{travée}(kn.m)$	combo	$M_{appuis}(kn.m)$		*combo*	*V(KN)*
PP	**162.25**	**ELA**	**Sup.**	**95.56**	**ELA**	0
			Inf.	**92.01**	**ELA**	

Tableau VI.3. Sollicitations de la poutre principale lié au voile.

- **poutre secondaire :**

poutre	$M_{travée}(kn.m)$	combo	$M_{appuis}(kn.m)$		*combo*	*V(KN)*
PS	**106.27**	**ELA**	**Sup.**	**72.72**	**ELA**	0
			Inf.	**59.89**	**ELA**	

Tableau VI.4. Sollicitations de la poutre secondaire liée au voile.

VI.2.1.4. ferraillage :

VI.2.1.4.1. Poutre non lie aux voiles :

❖ **ferraillage longitudinal :**

- **poutre principale :**

poutre	Section	Localisation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{odopt}(cm^2)$	N^bre des barres
PP	30x40	Travée	8.74	6.00	9.42	3T16+3T12
		Appuis	11.65		12.06	6T16
			7.57		9.42	3T16+3T12

Tableau VI.5. Ferraillage de la poutre principale non lié au voile.

- **poutre secondaire :**

poutre	Section	Localisation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{odopt}(cm^2)$	N^bre des barres
PS	30x35	Travée	3.72	5.25	6.03	3T16
		Appuis	8.18		9.42	3T16+3T12
			7.37		9.42	3T16+3T12

Tableau VI.6. Ferraillage de la poutre secondaire non lié au voile.

❖ **Ferraillage transversale :**

➢ **Selon le BAEL91 :**

La section minimale $A_{t.}$ doit vérifier : At. ≥ 0,4. b. St / f_e .

Avec b : largeur de la poutre ;

St : l'espacement des cours d'armatures transversales

St ≤ min $\{0.9d, 40cm, 15\phi_{l\min}\}$ ➔ min {32.4 ; 40 ; 18}

On adopte les espacements suivants :……..St = 15cm ;

Donc : At ≥ 0,4x0,3x0,15 / 400 ➔ At ≥ 0,45cm^2

Diamètre des armatures d'âme :

$\phi_t \le Min\left\{\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_{l\min}\right\}$ $\phi_t \le Min\left\{\frac{40}{35};\frac{30}{10};1,2\right\} = 1,14cm$. Soit : $\phi_t = 10mm.$

➢ **Selon le RPA99/version 2003 :**

La section minimale $A_{t.}$ doit vérifier : At. = 0.003.s.b.

L'espacement maximal :

- En zone nodale : St ≤ min (h/4 ; 12 ϕ_L ; 30 cm) =(10 ;14.4 ;30)

On prend s_t= 10cm ;

- En zone courante : St ≤ h/2 ➔ St ≤ 40/2 on prend St = 15cm

✓ On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : ……..St = 10cm ;
- En zone courante : ……...St = 15cm

On aura alors :

At = 0.003 x St x b =0.003x10x30= 0.9 cm^2 > 0.45 cm^2

Le choix des barres est le suivant : 4Φ8 :…… At = 2.01cm^2

St (adopté) =Min $\{S_{tB.A.E.L}.S_{tR.P.A}\}$ ……..…… { St = 10 cm ; St = 15cm

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Φ8 ».

La longueur minimale de recouvrement vaut : L_r=50Φ=50X1.6=80cm

VI.2.1.4.2. Poutre lié aux voiles :

❖ **ferraillage longitudinal :**

- **poutre principale :**

poutre	**Section**	**Localisation**	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{odopt}(cm^2)$	**N^{bre} des barres**
PP	**30x40**	**Travée**	12.03	6.00	12.06	6T16
		Appuis	6.78		12.06	6T16
			6.49		9.42	3T16+3T12

Tableau VI.7. Ferraillage de la poutre principale lié au voile.

- **poutre secondaire :**

poutre	Section	Localisation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{odopt}(cm^2)$	N^{bre} des barres
PS	30x35	Travée	8.95	5.25	9.42	3T16+3T12
		Appuis	5.94		6.03	3T16
			4.83		6.03	3T16

Tableau VI.8. Ferraillage de la poutre secondaire lié au voile.

❖ **Ferraillage transversale :**

- **Selon le BAEL91 :**

La section minimale A_t doit vérifier : At. **≥ 0,4. b. St / f_e**

Avec b : largeur de la poutre ;

St : l'espacement des cours d'armatures transversales

St ≤ min $\{0.9d, 40cm, 15\phi_{l\,min}\}$ ➔ min { 32.4 ;40 ;18}

On adopte les espacements suivants :……..St = 15cm ;

Donc : At ≥ 0,4x0,3x0,15 / 400 ➔ At ≥ 0,45cm^2

Diamètre des armatures d'âme :

$\phi_t \le Min\left\{\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_{l\,min}\right\}$ $\phi_t \le Min\left\{\frac{40}{35};\frac{30}{10};1,2\right\} = 1,14cm$. Soit : $\phi_t = 10mm.$

- **Selon le RPA99/version 2003 :**

La section minimale $A_{t.}$ doit vérifier : At. = 0.003.s.b.

L'espacement maximal :

- En zone nodale : St ≤ min (h/4 ; 12 ϕ_L ; 30 cm) =(10 ;14.4 ;30)

On prend s_t= 10cm ;

- En zone courante : St ≤ h/2 ➔ St ≤ 40/2 on prend St = 15cm.

✓ On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : ……..St = 10cm ;

- En zone courante : ……...St = 15cm

On aura alors :

At = 0.003 x St x b =0.003x10x30= 0.9 cm^2 > 0.45 cm^2

Le choix des barres est le suivant : 4Φ8 :…… At = 2.01cm^2

St (adopté) =Min $\{S_{tB.A.E.L}.S_{tR.P.A}\}$ …… $\begin{cases} St = 10\ cm \\ St = 15cm \end{cases}$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Φ8 ».

La longueur minimale de recouvrement vaut : L_r=50Φ=50X1.6=80cm

VI.2.1.5. Vérifications à l'ELS :

VI.2.1.5.1. Poutres non lié aux voiles :

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suite :

- Calcul de la position de l'axe neutre (y) : $b/2y^2 + n.A'_s(y- c') – n. A_s(d-y)=0$
- Calcul du moment d'inertie : $I = b/3\ y^3 + n.\ A'_s(y- c')^2 + n\ A_s(d-y)^2$

Ou' :

A_s : section d'armature tendue.

A'_s : section d'armature comprimée.

n : coefficient d'équivalence (n=15).

➢ **Vérification Des Contrainte :**

La Fissuration est Considéré Préjudiciable :

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$

Acier : $\begin{cases} \sigma_s = \frac{M_{ser}}{I}(y - c').....comprimée \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{I}(d - y).....tendue \end{cases}$

Compression du béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6f_{c28} = 15$ MPA

L'Acier: $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 240$ MPA

Dans le cas ou' la vérification à l'ELS n'est pas vérifiée le ferraillage sera calcul par la condition de l'ELS.

On effectue cette vérification pour le cas le plus défavorable dans la travée et l'appui.

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

poutre	Section	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{b\ max.}$ (MPA)	$\sigma_{s\ AD}$ (MPA)	Obs.
PP	6T16	51.78	12.06	15.66	113245.05	7.16	9.30	OK
	3T16+3T12	51.78	9.42	14.30	95778.83	7.40	7.73	OK
PS	3T16+3T12	18.23	9.42	13.14	69404.26	3.45	4.82	OK
	3T16	18.23	6.03	11.09	51317.96	3.93	7.25	OK

Tableau VI.9. Vérification Des Contraintes.

- **Vérifications des contraintes tangentielles conventionnelles :**
  - **Poutre principale:**

Selon le BAEL91 modifié 99 :

$V_u = 99.52$ KN

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{99{,}52 \times 10^{-3}}{0{,}3 \times 0{,}36} = 0{,}92\ \text{Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa) = \min(3{,}33 : 5) = 3{,}33Mpa$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

  - **Poutre secondaire:**

Selon le BAEL91 modifié 99 :

$V_u = 29.67$ KN

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{29{,}67 \times 10^{-3}}{0{,}3 \times 0{,}315} = 0{,}31\text{Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa) = \min(3{,}33 : 5) = 3{,}33Mpa$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche :**

On a :

h: hauteur de la section.

l : la portée entre nus d'appuis.

A_s : section d'armature tendu correspondante.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

- **Poutre principale:**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \frac{40}{410} = 0{,}097 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \quad \Rightarrow OK$$

$$\frac{A_s}{b\,d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \quad \Rightarrow \frac{12{,}06}{30 \times 36} = 0.01 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = 0.01 \quad \Rightarrow OK$$

- **Poutre secondaire:**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \frac{40}{350} = 0{,}114 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \quad \Rightarrow OK$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \quad \Rightarrow \frac{9{,}42}{30 \times 31.5} = 0{,}009 < \frac{4{,}2}{f_e} = 0{,}01 \quad \Rightarrow OK$$

Remarque :

. Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

VI.2.1.5.2. poutres lié aux voiles :

- **Vérification Des Contrainte :**

Compression du béton **:** $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 f_{c28} = 15$ MPA

L'Acier: $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 240$ MPA

On effectue cette vérification pour le cas le plus défavorable dans la travée et l'appui.

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

poutre	Section	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{b\,max.}$ (MPA)	$\sigma_{s\,AD}$ (MPA)	Obs.
PP	6T16	19.24	12.06	15.66	113245.05	2.66	3.46	OK
	3T16+3T12	19.24	9.42	14.30	95778.83	3.03	5.08	OK
PS	3T16+3T12	18.51	9.42	13.14	69404.26	3.50	4.90	OK
	3T16	18.51	6.03	11.06	51317.96	3.99	7.37	OK

Tableau VI.10. Vérification Des Contraintes.

- **Vérifications des contraintes tangentielles conventionnelles :**

- **Poutre principale:**

Selon le BAEL91 modifié 99 :

$V_u = 91.63$ KN

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{91.63 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 0,85\,\text{Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa) = \min(3,33 : 5) = 3,33Mpa$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Poutre secondaire:**

Selon le BAEL91 modifié 99 :

V_u = 76.75 KN

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{76.75 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,81\,\text{Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa) = \min(3,33 : 5) = 3,33Mpa$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➢ **Vérification de la flèche :**

On a :

h: hauteur de la section.

l : la portée entre nus d'appuis.

A_s : section d'armature tendu correspondante.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

- **Poutre principale:**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{410} = 0,097 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow OK$$

$$\frac{A_s}{b\,d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{12,06}{30 \times 36} = 0.01 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.01 \Rightarrow OK$$

- **Poutre secondaire:**

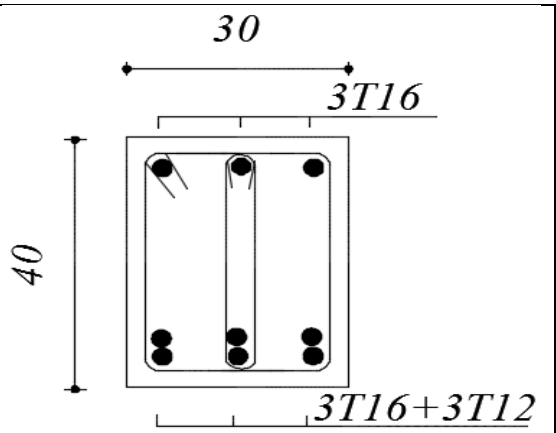
$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{350} = 0,114 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow OK$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{9,42}{30 \times 31.5} = 0,009 < \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \Rightarrow OK$$

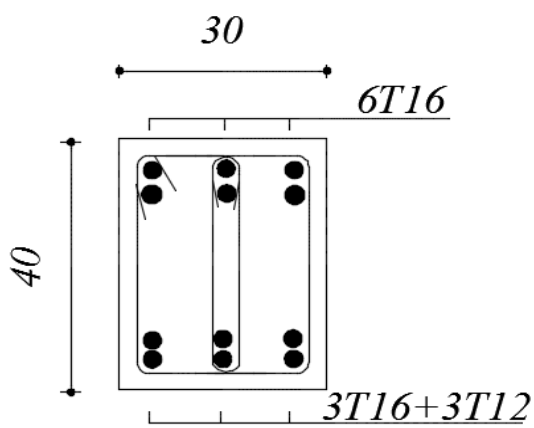
Remarque :

. Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

VI.2.1.6. Schéma de ferraillage :

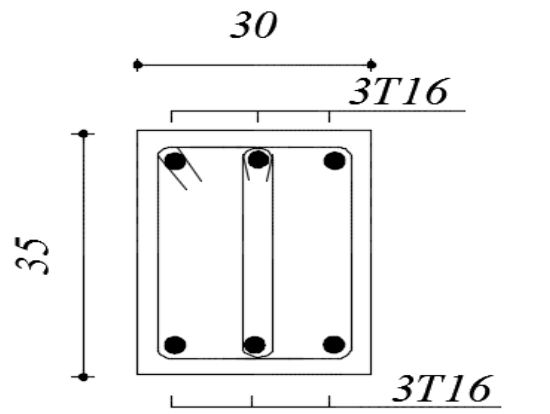


En travée

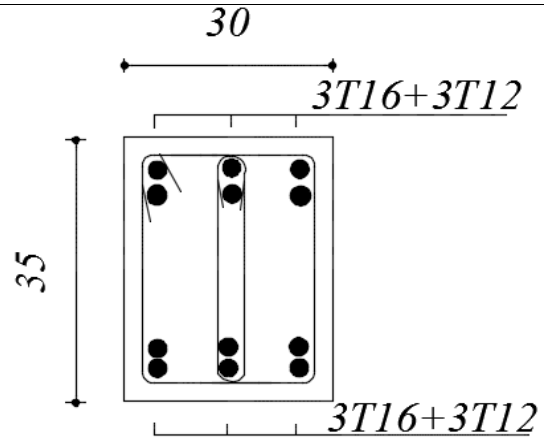


En appuis

Poutre principale non lié au voile



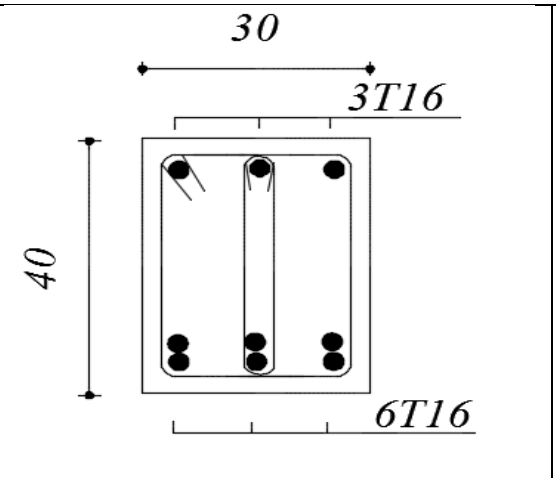
En travée



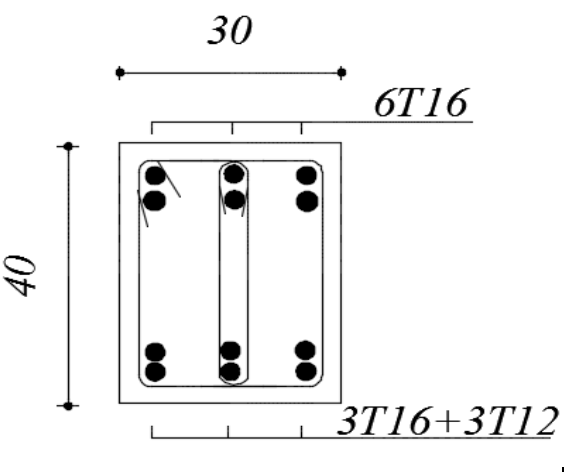
En appuis

Poutre secondaire non lié au voile

Figure VI.1. Schéma de ferraillage des poutres non liées aux voiles.

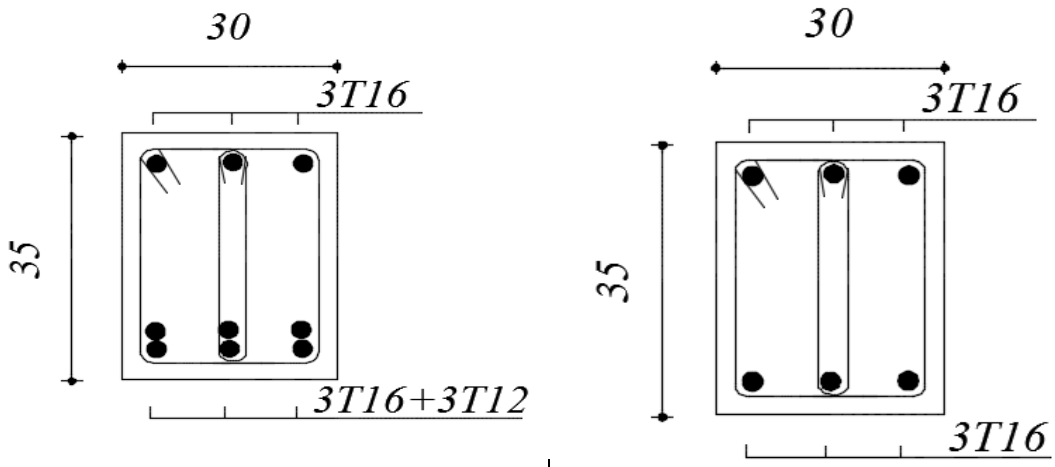


En travée



En appuis

Poutre principale lié au voile



En travée	En appuis
Poutre secondaire lié au voile	

Figure VI.2. Schéma de ferraillage des poutres liées aux voiles.

VI.2.2. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, le ferraillage se fera en flexion composée et les armatures seront déterminées sous les couples de sollicitations suivantes :

Nmax → Mcorr

Nmin → Mcorr

Mcorr → Ncorr

Aussi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.
- Section entièrement comprimée **SEC**.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime ou accidentelle sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Situation	Béton			Acier		
	γ_β	F_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σs (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VI.11. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques STR01.

V.2.2.1. Les combinaisons d'action :

- **Selon BAEL91 : Situations durables**

  ELU : 1,35G+1,5Q

  ELS : G+Q

- **Selon RPA99 : situations accidentelle**

  G+Q±E

  0,8G±

V.2.2.2. Ferraillage :

➢ **Armatures longitudinales :**

❖ **Recommandations de l'RPA99/V2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est : 0,9% .....*zone.III*.

- Leur pourcentage maximal : $\begin{cases} 3\%.b.h.....zone.courante. \\ 6\%.b.h.....zone.recouvrement. \end{cases}$
- Le diamètre minimum est **:** $12mm$
- La longueur minimale des recouvrements : $50\phi_l$
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites a l'extérieure des zones nodales.

❖ **Recommandations de BAEL (Art 8-2-3) :**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4cm^2/ml, \dfrac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \dfrac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton=b× h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

✓ **Ferraillage minimum d'après le CBA93 :**

- **Condition de non fragilité** : $A_{CNF} \geq \dfrac{0{,}23.b_0.d.f_{t28}}{f_e}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

		BAEL91		**CBA93**	**RPA99/V2003**		
Niveau	**Section (cm^2)**	**A_{min} (cm^2) 4$cm^{2/ml}$**	**A_{max} (cm^2) 5B%**	**A_{cnf} (cm^2)**	**A_{min} (cm^2) 0.9B%**	**A_{max} (cm^2) Zone courante4 %**	**A_{max} (cm^2) Zone de recouvrement6%**
S /SOL +RDC +1ER etage	**50x50**	5	125	2.87	22.5	75	150
	45x45	4.05	101.25	2.20	18.23	60.75	121.5
2-3-4ème étage	**40x40**	3.2	80	1.74	14.40	48	96
5-6-7ème étage	**35x35**	2.45	24.5	1.33	12.48	36.75	73.50

Tableau VI.12. Ferraillage minimale est maximal STR01.

➢ **Armature transversal :**

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Maintenir les armatures longitudinales.

❖ **Recommandation du R.P.A :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t}=\frac{\rho_a.V_u}{h.f_e}$$

$\begin{cases} V_u \text{ : l'efforts tranchant de calcul.} \\ \text{h: hauteur totale de la section brute .} \\ \rho_a \text{:Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.} \end{cases}$

$\begin{cases} \rho_a = 2{,}5 \text{ .....si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3{,}75 \text{.....si } \lambda_g < 5 \end{cases}$ $\rightarrow \lambda_g$ (L'élancement géométrique du poteau) $= \left[\frac{l_f}{a} ou \frac{l_f}{b}\right]$

t : est l'espacement des armatures transversales

zone III : $\begin{cases} t \leq 10\text{cm} \text{ .....zone nodale} \\ t' \leq \text{Min (b/2 ; h/2 ; } 10\phi_L) \text{ .....zone courante} \end{cases}$

ϕ_L:Diamètre minimal des armatures longitudinales

On adopte un espacement de

10 cm en zone nodale.

15 cm en zone courante.

- **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_t}{b.t} \geq \begin{cases} 0{,}30\% \text{.....si} \lambda_g \geq 5 \\ 0{,}80\% \text{.....si} \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpolation.....si} 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

V.2.2.3. Exemple de calcule :

❖ **armature longitudinale :**

Soit un poteau de ZONE 1 (45x45) cm^2 (Situation durable) :

C=C'=3cm.

L=3.06m.

f_{bu} =14.2Mpa.

N_{min} = 238.47KN

M_{corr} = 31.32KN.m

La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{31.32}{238.47} = 0.13 \text{ m}$$

$$e_A = e_0 + (d - \frac{h}{2}) = 0.13 + (0.42 - \frac{0.45}{2}) = 0.325 \text{ m}$$

e_A : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$M_A = N \times e_A = 77.50$ KN.m

$$\mu_{bc} = \frac{0.8h}{d} (1 - \frac{0.4h}{d}) = 0.50$$

$$\mu_{bu} = \frac{MA}{bd^2 fbu} = \frac{77.50 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.42^2 \times 14.2} = 0.069$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \implies$ Section partiellement comprimée

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_A puis sera ramené en flexion composée.

- **Calcul des aciers en flexion simple :**

Moment réduite limite μ_{lu} :

$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{34.64}{27.10} = 1.28$$

$\mu_{lu} = 0.258$

$\mu_{bu} = 0.069 < \mu_{lu} = 0.258$ Donc la section **A'** = 0 (pas d'armature comprimé)

Car : $\mu_{bu} = 0.069 < \mu_{lu} = 0.258$

On a $\mu_{bu} = 0.069 < 0.275$ ➔méthode simplifié.

$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.42 (1 - 0.6 \times 0.069) = 0.40$ m

$A_u = M_u / (Z_b . f_{ed}) = 34.64 \times 10^{-3} / (0.4 \times 348) = 2.49$ cm²

- **Calcul des aciers en flexion compose :**

$A'_{FC} = A'_{fs} = 0$

$$A_u = A - \frac{N}{f_{ed}} = 2.49 - \frac{238.47 \times 10^{-3}}{348} = -4.36 \text{ cm}^2$$

$A_{add} = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{RPA(min)})$

❖ **armature transversale :**

✓ **Zone courante:**

v=66.62 KN

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.45} = 4{,}76 \leq 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

D'où $At = \frac{\rho_a \, V_u \, St}{h_t \, f_e} = \frac{3.75 \times 66.62 \times 15}{45 \times 400} \times 10 = 2.08 cm^2$

L'interpolation :

5 ⟶ 0.3 %

4.76 ⟶ X % ➔ X=0.48

3 ⟶ 0.8 %

la section minimale est égale à 0.48**%** $\Rightarrow \frac{At}{St \times b} = 0{,}48\%$ (RPA2003).

$A_{t\,min}$=0.0048x15x45=3.24 cm^2

Soit :8T8 (A_t=4.02) cm^2

✓ **Zone nodale:**

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.45} = 4{,}76 \leq 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

D'où $A_t = \frac{\rho_a \, V_u \, St}{h_t \, f_e} = \frac{3.75 \times 66.62 \times 10}{45 \times 400} \times 10 = 1.39 cm^2$

La section minimale est égale 0.48% $\Rightarrow$ il faut que $\frac{At}{St \times b} \geq 0.48\ \%$ (RPA2003).

$A_{t\,min}$=0.0048x10x45=2.16 cm^2

Soit :8T8(A_t=4.02) cm^2.

Les résultats du ferraillage sont résumés dans les tableaux suivants:

On a utilisé le logiciel de calcul **(SOCOTEC),** Pour le calcul des différentes sections de ferraillage.

Zone	postion	section	Les effors internes				co m bo	A'$_s$	A_s	A_{cnf} (cm²)	A_{min} RPA cm²	A_{adop} (cm²)
S /SOL +RDC +1ER etage	centre	(50×50)	N_{max}	-1311.92	M_{cor}	74.15	A	0	0	2.72	22.50	22.50
			N_{min}	263.98	M_{cor}	25.92	A	1.86	4.74			
			M_{max}	105.70	N_{cor}	-1221.87	A	0	0			
	rive	(45x45)	N_{max}	-1427.31	M_{cor}	60.66	A	0	0	2.20	18.23	18.23
			N_{min}	238.47	M_{cor}	31.32	A	1.02	4.94			
			M_{max}	98.92	N_{cor}	-641.68	A	0	0			
2-3-4ème étage	CENTRE+rive	(40x40)	N_{max}	-984.75	M_{cor}	24.16	A	0	0	1.74	14.4	16.08
			N_{min}	167.53	M_{cor}	51.74	A	0	5.70			
			M_{max}	129.28	N_{cor}	-846.45	A	0	0.22			
5-6-7ème étage	CENTRE+rive	(35x35)	N_{max}	-493.74	M_{cor}	25.11	U	0	0	1.33	11.03	16.08
			N_{min}	8.83	M_{cor}	36.19	A	0	2.97			
			M_{max}	103.83	N_{cor}	-348.14	A	0	4.82			

Tableau VI.13. Ferraillages longitudinale des poteaux STR01.

❖ **Choix des armatures :**

Niveau	Sections (cm^2)	Choix des armatures	A_{choix}(cm²)
S /SOL +RDC +1ER étage	50x50	8T20	25.13
	45x45	4T20+4T16	20.61
2-3-4ème étage	40x40	8T16	16.08
5-6-7ème étage	35x35	8T16	16.08

Tableau VI.14. Le choix final des armatures STR01.

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales :**

Soit la quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t.b_1}$ en(%) =0,3 % si $\lambda_g \geq 5$

$\frac{A_t}{t.b_1}$ en(%) =0,8 % si $\lambda_g < 5$

Dans notre cas $\lambda_g > 5 \Rightarrow$ il faut que $A_t /(t.b_1) \geq 0.48$ %

Application : $A_t/(t.b_1) = 4.02/(15\times50) = 0,54$ % (condition vérifiée) en zone courante.

$A_t /(t.b_1) = 4.02/(10\times50) = 0, 84$ % (condition vérifiée) en zone nodale.

✓ **La longueur de recouvrement :**

$L_r = 50\Phi = 100$cm

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction des dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite

$$\tau_u = \frac{Tu}{b_0 .d}$$

- T_u : Effort tranchant appliqué au poteau considéré.
- b : largeur de l'âme.
- d : Hauteur utile du poteau.

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA 99 par la valeur suivante :

✓ **Selon BAEL91 :**

τu < (0.10xfc28, 3MPa)……pour une fissuration préjudiciable

τu < (0.10xfc28, 4MPa)…… pour une fissuration peu nuisible.

✓ **Selon RPA99 ver2003**

$$\tau_u = \rho_b \times f_{\lambda\delta}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_b = 0,075 \ si \ \lambda \geq 5. \\ \rho_b = 0,04 \ si \ \lambda < 5. \end{cases}$$

λ_g : l'élancement géométrique (λ_g = Lf/a)

L_f : longueur de flambement

A : dimension de poteau

-les résultats de vérification sont donnés par le tableau suivant :

- **Zone courante :**

section	T max (KN)	$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$ (MPa)	λ	ρ_a	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_{u\min}$ (MPa)	A_t (cm²)	$A_{t\ min}$ (cm²)	A_{ado} (cm²)	$\tau_u < \overline{\tau_u}$
50x50	66.62	0.23	4.28	3.75	3.25	2.5	1.87	3.60	4.02	Vérifiée
45x45	63.22	0.35	4.76	3.75	3.25	2,5	1.98	2.43	4.02	Vérifiée
40X40	57.96	0.40	5.36	2.5	3.25	2,5	1.36	1.8	4.02	Vérifiée
35X35	45.23	0.41	6.12	2.5	3.25	2.5	1.21	1.58	4.02	Vérifiée

Tableau VI.15. Vérification de la contrainte de cisaillement dans la zone courante STR01.

- **Zone nodal :**

section	T max (KN)	$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$ (MPa)	λ	ρ_a	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_{u\min}$ (MPa)	A_t (cm²)	$A_{t\ min}$ (cm²)	A_{ado} (cm²)	$\tau_u < \overline{\tau_u}$
50x50	66.62	0.23	4.28	3.75	3.25	2.5	1.25	2.40	4.02	Vérifiée
45x45	63.22	0.35	4.76	3.75	3.25	2,5	1.32	1.62	4.02	Vérifiée
40X40	57.96	0.40	5.36	2.5	3.25	2,5	0.91	1.2	4.02	Vérifiée
35X35	45.23	0.41	6.12	2.5	3.25	2.5	0.81	1.05	4.02	Vérifiée

Tableau VI.16. Vérification de la contrainte de cisaillement dans la zone de nodal STR01.

Les résultats du ferraillage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm²)	A_t zone courante	A_t zone nodale	St (cm)	St (cm)
			zone courante	zone nodale
50x50	8T8	8T8	15	10
45 x 45	8T8	8T8	15	10
40x 40	8T8	8T8	15	10
35X35	8T8	8T8	15	10

Tableau VI.17. Ferraillage transversal STR01.

V.2.2.4. Vérification :

À L'ELU :

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

On va vérifier que :

$$A_s \geq A_{\min}$$

Avec : $A_{\min} = 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e}$

Après les calcules on a trouvé les résultats suivants :

section	$A_{min}(cm^2)$	$A_s\ (cm^2)$		Observation
50x50	2.71	N	4.02	**Vérifiée**
		C	4.02	
45x45	2.20	N	4.02	**Vérifiée**
		C	4.02	
40x40	1.74	N	4.02	**Vérifiée**
		C	4.02	
35x35	1.33	N	4.02	**Vérifiée**
		C	4.02	

Tableau VI.18. Vérification de la condition de non fragilité STR01.

- ✓ **Vérification au flambement :**

La vérification au flambement est faite pour le poteau le plus sollicité. {C15➔ (45X45)}.

Si l'élancement $\lambda \leq 35$, on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement, dans le cas contraire il y a lieu de tenir compte du risque du flambement dans les calculs de la flexion composée des poteaux. $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

N_{max} =1427.31KN.

$Lf=0.7L_0=2.14m$

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec: $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ Tel que :

$I_{xx}=I_{yy}=0.0034m^4$ ➔ $A=20.61cm^2$

$i_{xx}=i_{yy}=1.28$

$\lambda_{xx}= \lambda_{yy}=1.67$

$\lambda<50$ ➔ condition vérifier.

- ✓ **Vérification de l'effort normal ultime :**

D'après CBA93 (art.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

N_{max} =1427.31KN.

λ =1.67 ⟶ $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left[\frac{\lambda}{35}\right]^2} = \frac{0.85}{1+0.2\left[\frac{1.67}{35}\right]^2} = 0.85$

$Br=[(45-2)(45-2)]=1849cm^2$.

$N_{ulim}=\alpha\left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9.\gamma_b}+A.\frac{fe}{\gamma_s}\right]\geq \mathbf{N_{max}}$ ➔ N_{ultim}=3516.34KN

➔ donc : $N_{max}< N_{ultim}$ …… condition vérifier.

À L'ELS :

- ✓ **Vérification des contraintes de béton :**

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{15A_s + B} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6\, f_{c28} = 15\ \ MPA$$

On a utilisé un logiciel de calcul (**SOCOTEC)**, pour la vérification des contraintes :

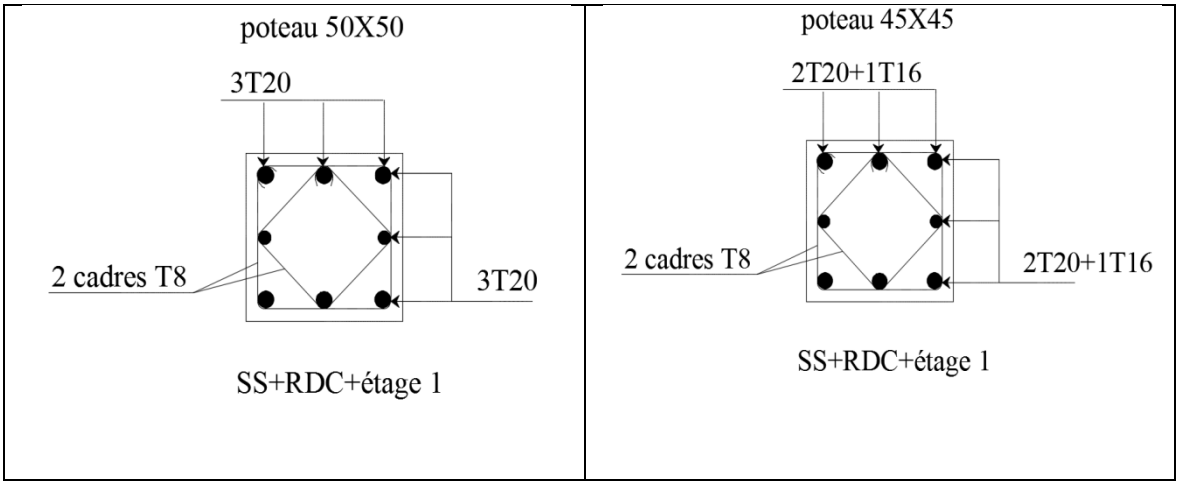
le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

Les résultats son représentés dans le tableau suivant :

Section	**N_{ser} (KN)**	**Mser (KN.m)**	**σ_b (MPa)**	**$\overline{\sigma_b}$ (MPa)**	**Obs.**
50x50	886.33	17.99	3.08	15	OK
45x45	987.50	25.08	4.23	15	OK
40x40	717.71	20.55	3.89	15	OK
35x35	360.42	21.67	2.46	15	OK

Tableau VI.19. Vérification des contraintes de béton STR01.

V.2.2.5. schéma de ferraillage :



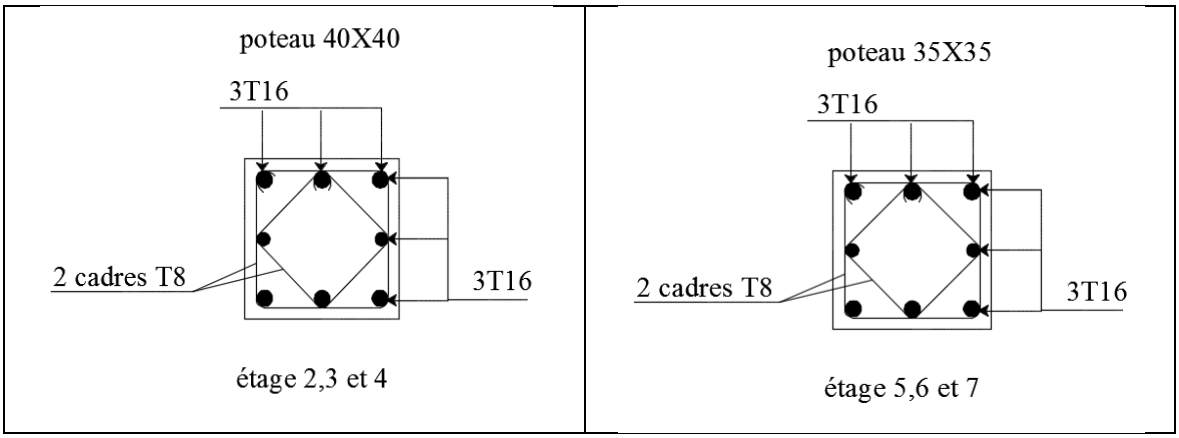


Figure VI.3. Schéma de ferraillage des poteaux STR01.

VI.2.3. Ferraillage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, où d'un séisme.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N, un effort tranchant V, et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferraillage est composé de trois types d'armatures : armatures verticales, horizontales et transversale.

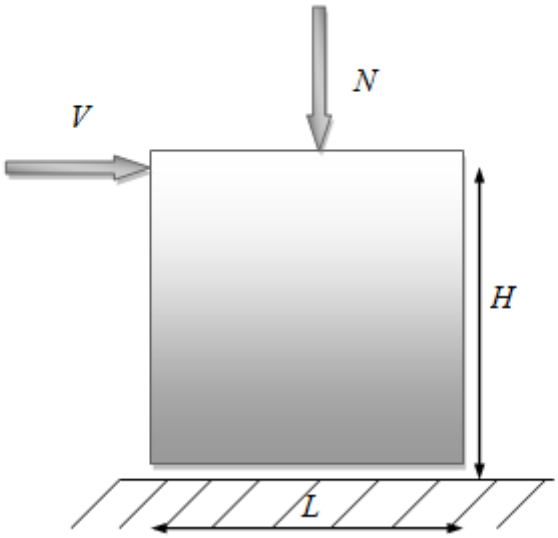


Figure VI.4. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

VI.2.3.1. Rôle des voiles :

Le rôle des voiles est :

- de reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les plancher.
- de participer au contreventement de la construction (vend et séisme).

VI.2.3.2. combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dons notre cas (voiles) est les suivants :

- Situation durable : 1.35G+1.5Q
- Situation accidentelle $G+Q\pm E$; $0.8G\pm E$
- Etat limites de service : G+Q

VI.2.3.3. Prescriptions imposées selon le RPA99 :

- **Aciers verticaux :**

- Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (L/10) de largeur du voile, cet espacement ne doit pas être ou plus égale à 15 cm.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :
  - ♦ En zone courante 0.1 %.
  - ♦ Globalement dans la section du voile 0,15 %.

L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S_t \leq 1.5$ e.

$S_t \leq 30$ cm.

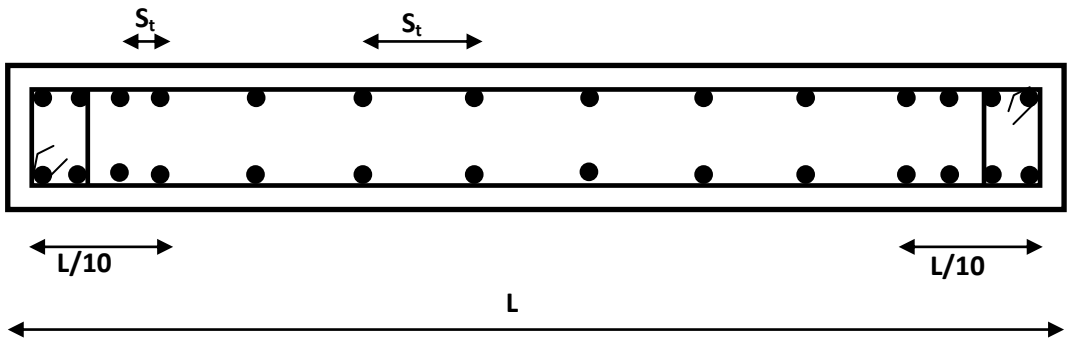


Figure VI.5. Schéma de ferraillage de voile.

- **Aciers horizontaux :**

Être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ.

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

D'après le BAEL : $A_t=A_v/4$

- **Armature transversale** :

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre deux nappes d «armatures verticales et empêchement leur flambement éventuel , ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré

- **Armature de potelet :**

On doit prévoir a chaque extrémité de voile un potelet armé par barre verticales, dont la section de celle-ci ≥ 4HA10.

VI.2.3.4. Règles communes :

- **Armatures minimales de RPA 99:**

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$A_{RPA}=0.20\% \times b \times L_t$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

- **Armatures minimales selon le BAEL:**

PT ➔ $A_{min} \geq \max\left(0.23B.\frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B\right)$

ET ➔ $A_{min} \geq \max\left\{\frac{N}{2\sigma_s}; \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B\right\}$

EC ➔ $A_{min} \geq 4cm^2/ml$

VI.2.3.5. Les Vérification :

À l'ELS:

$N_{ser}=G+Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6f_{c28} = 15MPa$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton , A: section d'armature adoptée

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

❖ **D'après le RPA :**

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$

ou : $\tau_b = \dfrac{V}{b_0.d}$ avec : $V=1.4V_u$ calcul

b_0: épaisseur de voile

d: hauteur utile =0.9.h

h: hauteur totale de la section brute

❖ **D'après le BAEL 91**:

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$\tau_u = \dfrac{V_u}{b.d}$ Avec τ: contrainte de cisaillement

On a aussi $\bar{\tau}_u = \min\left(0.15\dfrac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$

✓ **vérification de l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%(Art 7.2.2 RPA 99).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4\ V_{cal}/b_0 d$

Avec ;

V : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d: hauteur utile.

h:hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$.

VI.2.3.6. Méthode de calcul :

Pour déterminer les efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

On a partagé l'ouvrage en trois zones.

- **Zone 1** : RDC et 1er étage.
- **Zone 2** : 2ème,3ème et 4ème étage.
- **Zone 3:** 5ème,6ème et 7ème étage.

❖ **Caractéristiques géométrique des voiles :**

I: Inertie du voile. $I = \frac{e \times L^3}{12}$

B : Surface en plan du voile. $B = e \times L$

ν : le bras de levier. $\nu = \frac{L}{2}$

e : épaisseur de voile

voile	e (cm)	L (m)	V (m)	B (m²)	I (m4)
Type1	0.16	1.15	0.575	0.184	0.02
Type2	0.16	2.00	1.00	0.32	0.11
Type3	0.16	2.50	1.25	0.40	0.21
Voile ascenseur	0.2	1.70	0.85	0.34	0.08

Tableau VI.20. Caractéristique géométrique des voiles

❖ **Procèdes de calcul pour le Ferraillage verticale :**

Le ferraillage verticale est déterminée suivants les étapes de calcul définies ci-dessous :

✓ On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la RDM.

$$\sigma_{max,min} = \frac{N}{B} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

B: section du béton.

V : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée).

On détermine les efforts agissant dans chaque bande Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être :

1ere cas : Section partiellement comprimée (**S**.**P**.**C**)

Une section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures.

$$N_c = \frac{\sigma_{max}}{2} \cdot L_c \cdot e$$

2eme cas : Section entièrement comprimée (**S.E.C**)

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression.

$$N_c = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \cdot L_c \cdot e$$

3eme cas : Section entièrement tendue (**S.E.T**)

Une section est dite entièrement tendue si « N » est un effort normal de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures.

$$N_t = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \cdot L_t \cdot e$$

VI.2.3.7. Exemple de calcul : Ferraillage d'un voile de zone 2.

Caractéristiques géométriques : L= 2.50m, B = 0,40m², I = 0.2083m^4

Sollicitations : N_{min} = -400.81KN , M_{cor} = 541.71KN.m

Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} = 2248.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} = -4252.28 \text{ KN/m}^2$$

La section est partiellement tendue (PT) : L_t=1.635m

- **Calcul de la sollicitation équivalente :**

$$N_t = \frac{\sigma_2}{2} \cdot L_t \cdot e = 556.32\text{KN}$$

- **calcule des armatures :**
  - **Armatures verticale :**

$$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s} = 13.9\text{cm}^2$$

Section minimale d'armature verticale :

- **Selon RPA :** A_{min}=0.2%B=8cm^2

- **Selon le BAEL :**

$$A_{min} \geq \max\left\{0.23\frac{Bf_{t28}}{f_e};0.005B\right\} = 20cm^2$$

soit : 17T10 ➔ A_v=13.35cm^2. avec S_t= 15cm.

➢ **Armatures horizontales** :

- **Selon RPA :**

Globalement dans la section du voile: A_H=6cm^2.

- **Selon le BAEL** : soit : 15T8 A_H=7.54cm^2. S_t=20cm.

D'après l'RPA 99 les deux nappes armatures doivent être reliées entre elles avec au moins 4 épingles en mètre carré.

Les résultats de calcul du ferraillage des autres voiles, ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés par les tableaux suivants :

VI.2.3.8. Ferraillage des voiles et les vérifications :

❖ **Voile de longueur L = 1.15 m :**

Zone	N et M	L (m)	N (KN.m)	M (KN.m)	σ_{max} (KN/m²)	σ_{min} (KN/m²)	Section	L_t (m)	N_{u1}	S (cm²)
I	N_{max} M_{cor}	1.15	1088.98	126.24	9497.95	2338.78	EC	0	0	0
	N_{min} M_{cor}		-653.41	115.77	-268.43	-6833.84	ET	1.15	653.41	16.33
	M_{max} N_{cor}		973 .67	620.88	22896.97	-12313.60	PT	0.402	396.17	9.90
II	N_{max} M_{cor}	1.15	557.62	78.06	5243.96	817.12	EC	0	0	0
	N_{min} M_{cor}		-196.99	79.37	1179.96	-3321.16	PT	0.848	225.44	5.63
	M_{max} N_{cor}		155.03	415.20	12615.71	-10930.60	PT	0.533	466.82	11.67
III	N_{max} M_{cor}	1.15	260.42	108.77	4499.541	-1668.88	PT	0.311	202.00	5.05
	N_{min} M_{cor}		-91.23	114.63	2754.56	-3746.19	PT	0.662	198.61	4.96
	M_{max} N_{cor}		207.58	325.99	10371.72	-8115.42	PT	0.504	327.74	8.19

Tableau VI.21. Tableau des sollicitations de voile L=1.15m.

❖ **Voile de longueur L = 2.00 m :**

Zone	N et M	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	σ_{max} (KN/m²)	σ_{min} (KN/m²)	Section	L_t (m)	N_{u1}	S (cm²)
I	N_{max} M_{cor}	2	1843.24	822.57	13471.71	-1951.46	PT	0.253	325.76	8.14
	N_{min} M_{cor}		-587.34	349.01	1436.53	-5107.40	ET	1.560	637.79	15.94
	M_{max} N_{cor}		964.05	2037.77	22116.75	-16091.43	PT	0.842	1084.30	27.10
II	N_{max} M_{cor}	2	1156.37	31.34	3907.46	3319.84	EC	0	0	0
	N_{min} M_{cor}		-270.35	95.20	47.65	-1737.34	PT	1.946	270.55	6.76
	M_{max} N_{cor}		-14.24	670.94	6245.56	-6334.56	PT	1.007	510.35	12.75
III	N_{max} M_{cor}	2	636.40	115.33	3069.96	907.53	PT	0	0	0
	N_{min} M_{cor}		-240.76	332.51	2364.90	-3869.65	PT	1.241	384.28	9.60
	M_{max} N_{cor}		-144.89	481.80	4064.09	-4969.65	PT	1.100	437.42	10.93

Tableau VI.22. Tableau des sollicitations de voile L=2.00m.

❖ **Voile de longueur L = 2.50 m :**

Zone	N et M	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	σ_{max} (KN/m²)	σ_{min} (KN/m²)	Section	L_t (m)	N_{u1}	S (cm²)
I	N_{max} M_{cor}	2.5	3056.76	2085.49	20154.84	-4871.04	PT	0.486	642.02	16.05
	N_{min} M_{cor}		-1754.44	305.82	-2551.18	-6221.02	ET	2.5	1754.44	43.861
	M_{max} N_{cor}		-1386.02	2171.25	9562.45	-16492.55	PT	1.582	2087.92	52.19
II	N_{max} M_{cor}	2.5	1441.38	1102.76	10220.01	-3013.11	PT	0.569	195.81	4.89
	N_{min} M_{cor}		-400.81	541.71	2248.23	-4252.28	PT	1.635	556.32	13.90
	M_{max} N_{cor}		1254.53	1239.39	10572.66	-4300.01	PT	0.722	248.64	6.21
III	N_{max} M_{cor}	2.5	663.78	514.68	4747.53	-1428.63	PT	0.578	113.30	2.83
	N_{min} M_{cor}		-266.16	528.23	2503.98	-3834.78	PT	1.512	463.98	11.59
	M_{max} N_{cor}		633.18	672.02	5615.07	-2449.17	PT	0.759	148.76	3.71

Tableau VI.23. Tableau des sollicitations de voile L=2.5 m.

❖ **Voile (ASC) de longueur L = 1.70 m :**

Zone	N et M	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	σ_{max} (KN/m²)	σ_{min} (KN/m²)	Section	L_t (m)	N_{u1}	S (cm²)
I	N_{max} M_{cor}	1.7	1960.84	83.61	6635.10	4899.25	EC	0	0	0
	N_{min} M_{cor}		-814.19	108.2	-1271.49	-3517.85	ET	1.7	814.19	20.35
	M_{max} N_{cor}		1065.77	567.14	9021.88	-2752.64	PT	0.397	109.39	2.7349
II	N_{max} M_{cor}	1.7	1069.43	161.56	4822.47	1468.28	EC	0	0	0
	N_{min} M_{cor}		-210.58	149.02	927.56	-2166.27	PT	1.190	257.85	6.44
	M_{max} N_{cor}		505.89	798.75	9779.43	-6803.61	PT	0.697	474.52	11.86
III	N_{max} M_{cor}	1.7	666.1	75.56	2743.47	1174.75	EC	0	0	0
	N_{min} M_{cor}		-146.59	67.55	270.06	-1132.35	PT	1.372	155.43	3.88
	M_{max} N_{cor}		393.75	361.52	4910.89	-2594.71	PT	0.587	152.49	3.81

Tableau VI.24. Tableau des sollicitations de voile (ASC) L=1.7m.

❖ **Voile de longueur L = 1.15 m :**

Zone			Zone I	Zone II	Zone III
Sollicitation de Calcul	**N_{ser}**		296.85	238.92	128.4
	V_{Max}		325.49	259.72	202.41
Ferraillages Verticales	**Cas**		accidentelle	accidentelle	accidentelle
	f_e (MPa)		400	400	400
	A_v (cm^2)		16.33	11.67	8.19
	$A_{min.RPA}$ (cm^2)		3.68	3.68	3.68
	$A_{min.BAEL}$ (cm^2)		9.66	9.20	9.20
	$A_{v.adopté}$ (cm^2)		18.10	12.56	12.56
	$A_{v.adopté}$ par nappe (cm^2)		9.05	6.28	6.28
	Choix par nappe		8T12	8T10	8T10
	S_t (cm)	**courante**	15	15	15
		d'about	10	10	10
Ferraillages Horizontales	**A_H (cm^2)**	**BAEL**	4.53	3.14	3.14
		RPA	2.76	2.76	2.76
	$A_{h.adopté}$ (cm^2)		5.03	5.03	5.03
	Choix par nappe		10T8	10T8	10T8
	S_t (cm)		25	25	25
	A_t (cm^2/m^2)		4 Epingles au mètre carré de HA8		
Vérification	**Contrainte de cisaillement**	**τ_{bRPA} (MPa)**	5	5	5
		τ_b (MPa)	2.75	2.20	1.71
		τ_{uBAEL} (MPa)	3.3	3.3	3.3
		τ_u (MPa)	1.97	1.57	1.22
		observation	OK	OK	OK
	Effort normale à l'ELS	**σ_b (MPa)**	1.32	1.06	0.57
		$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15	15	15
		observation	OK	OK	OK

Tableau VI.25. Tableau de ferraillage de voile L=1.15m..

❖ **Voile de longueur L = 2.00 m :**

Zone			Zone I	Zone II	Zone III
Sollicitation de Calcul	N_{ser}		1029.56	843.25	437.92
	V_{Max}		499.02	409.02	319.38
Ferraillages Verticales	Cas		accidentelle	accidentelle	accidentelle
	f_e (MPa)		400	400	400
	A_v (cm²)		27.10	12.75	10.93
	$A_{min.RPA}$ (cm²)		6.4	6.4	6.4
	$A_{min.BAEL}$ (cm²)		16	16	16
	$A_{v.adopté}$ (cm²)		33.92	23.56	23.56
	$A_{v.adopté}$ par nappe (cm²)		16.96	11.78	11.78
	Choix par nappe		15T12	15T10	15T10
	S_t (cm)	courante	15	15	15
		d'about	10	10	10
Ferraillages Horizontales	A_H (cm²)	BAEL	8.48	5.87	6.68
		RPA	4.8	4.8	4.8
	$A_{h.adopté}$ (cm²)		8.55	6.03	6.03
	Choix par nappe		17T8	12T8	12T8
	S_t (cm)		20	25	25
	A_t (cm²/m²)		4 Epingles au mètre carré de HA8		
Vérification	Contrainte de cisaillement	τ_{bRPA} (MPa)	5	5	5
		τ_b (MPa)	2.42	1.99	1.55
		τ_{uBAEL} (MPa)	3.3	3.3	3.3
		τ_u (MPa)	1.73	1.42	1.11
		observation	OK	OK	OK
	Effort normale à l'ELS	σ_b (MPa)	2.77	2.37	1.23
		$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15	15	15
		observation	OK	OK	OK

Tableau VI.26. Tableau de ferraillage de voile L=2.00m..

❖ **Voile de longueur L = 2.50 m :**

Zone			**Zone I**	**Zone II**	**Zone III**
Sollicitation de Calcul	**N_{ser}**		778.70	625.10	345.42
	V_{Max}		818.07	615.32	381.78
Ferraillages Verticales	**Cas**		accidentelle	accidentelle	accidentelle
	f_e (MPa)		400	400	400
	A_v (cm^2)		52.19	13.90	11.59
	$A_{min.RPA}$ (cm^2)		8	8	8
	$A_{min.BAEL}$ (cm^2)		20	20	20
	$A_{v.adopté}$ (cm^2)		52.34	26.70	26.70
	$A_{v.adopté}$ par nappe(cm^2)		26.17	13.35	13.35
	Choix par nappe		17T14	17T10	17T10
	S_t (cm)	**courante**	15	15	15
		d'about	10	10	10
Ferraillages Horizontales	**A_H (cm^2)**	**BAEL**	13.09	6.68	6.68
		RPA	6	6	6
	$A_{h.adopté}$ (cm^2)		14.14	7.54	7.54
	Choix par nappe		18T10	15T8	15T8
	S_t (cm)		15	20	20
	A_t (cm^2/m^2)		4 Epingles au mètre carré de HA8		
Vérification	**Contrainte de cisaillement**	**τ_{bRPA} (MPa)**	5	5	5
		τ_b (MPa)	3.18	2.39	1.48
		τ_{uBAEL} (MPa)	3.3	3.3	3.3
		τ_u (MPa)	2.27	1.70	1.06
		observation	OK	OK	OK
	Effort normale à l'ELS	**σ_b (MPa)**	1.63	1.42	0.78
		$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	15	15
		observation	OK	OK	OK

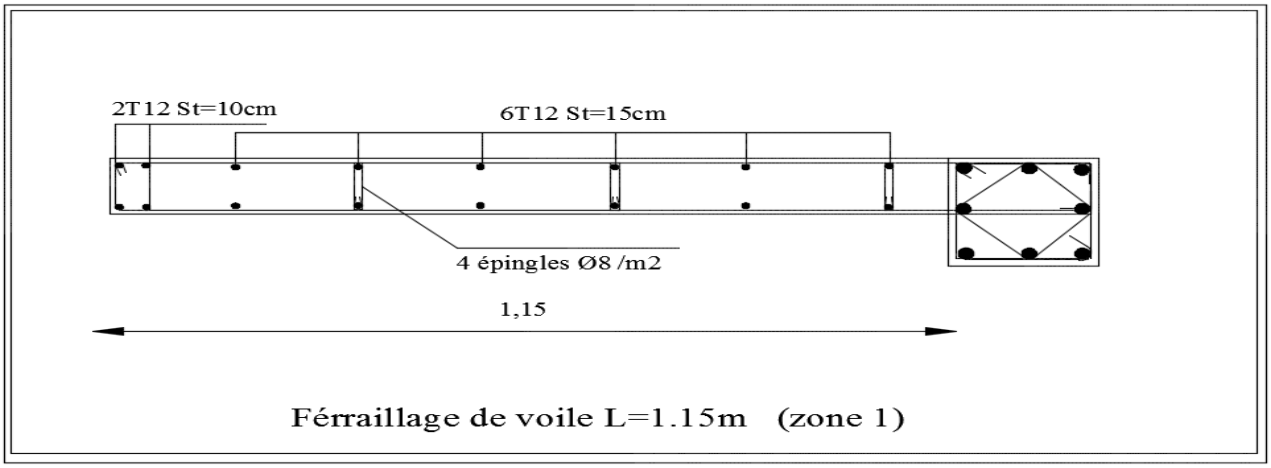
Tableau VI.27. Tableau de ferraillage de voile L=2.50m.

❖ **Voile (ASC) de longueur L = 1.70 m :**

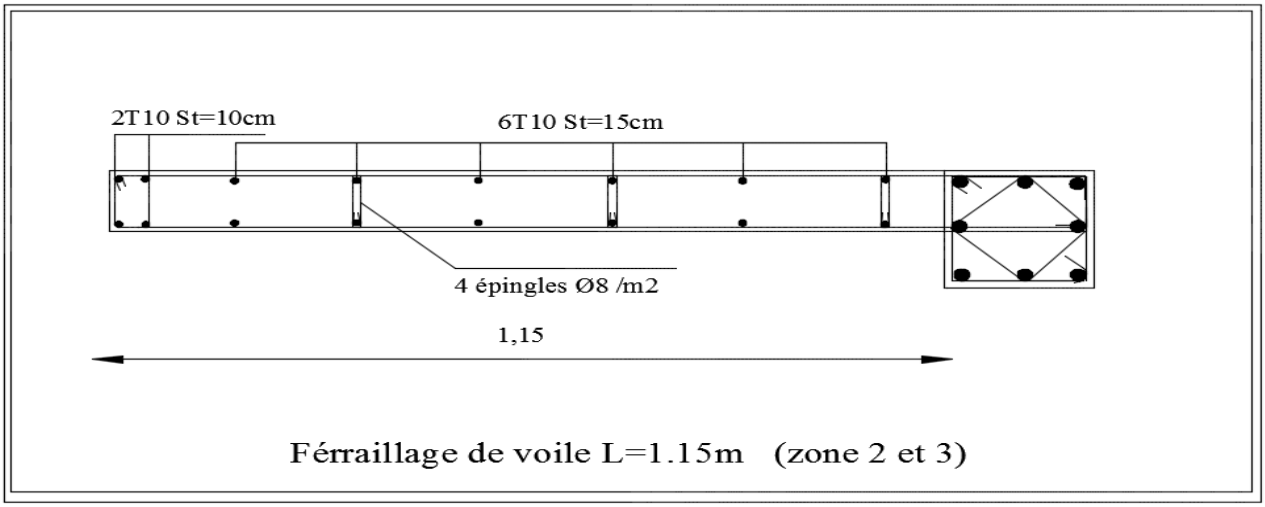
Zone			Zone I	Zone II	Zone III
Sollicitation de Calcul	**N_{ser}**		681.74	564.55	345.14
	V_{Max}		531.94	435.38	214.86
Ferraillages Verticales	**Cas**		accidentelle	accidentelle	accidentelle
	f_e (MPa)		400	400	400
	A_v (cm^2)		20.35	11.86	3.88
	$A_{min.RPA}$ (cm^2)		6.8	6.8	6.8
	$A_{min.BAEL}$ (cm^2)		17.85	17	17
	$A_{v.adopté}$ (cm^2)		20.42	20.42	20.42
	$A_{v.adopté}$ par nappe(cm^2)		10.21	10.21	10.21
	Choix par nappe		13T10	13T10	13T10
	S_t (cm)	**courante**	15	15	15
		d'about	10	10	10
Ferraillages Horizontales	**A_H (cm^2)**	**BAEL**	5.10	5.10	5.10
		RPA	5.10	5.10	5.10
	$A_{v.adopté}$ (cm^2)		6.03	6.03	6.03
	Choix par nappe		12T8	12T8	12T8
	S_t (cm)		25	25	25
	A_t (cm^2/m^2)		4 Epingles au mètre carré de HA8		
Vérification	**Contrainte de cisaillement**	**τ_{bRPA} (MPa)**	5	5	5
		τ_b (MPa)	2.44	1.99	0.98
		τ_{uBAEL} (MPa)	3.3	3.3	3.3
		τ_u (MPa)	1.74	1.42	0.7
		observation	OK	OK	OK
	Effort normale à l'ELS	**σ_b (MPa)**	1.84	1.52	0.93
		$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15	15	15
		observation	OK	OK	OK

Tableau VI.28. Tableau de ferraillage de voile (ASC) L=1.70m.

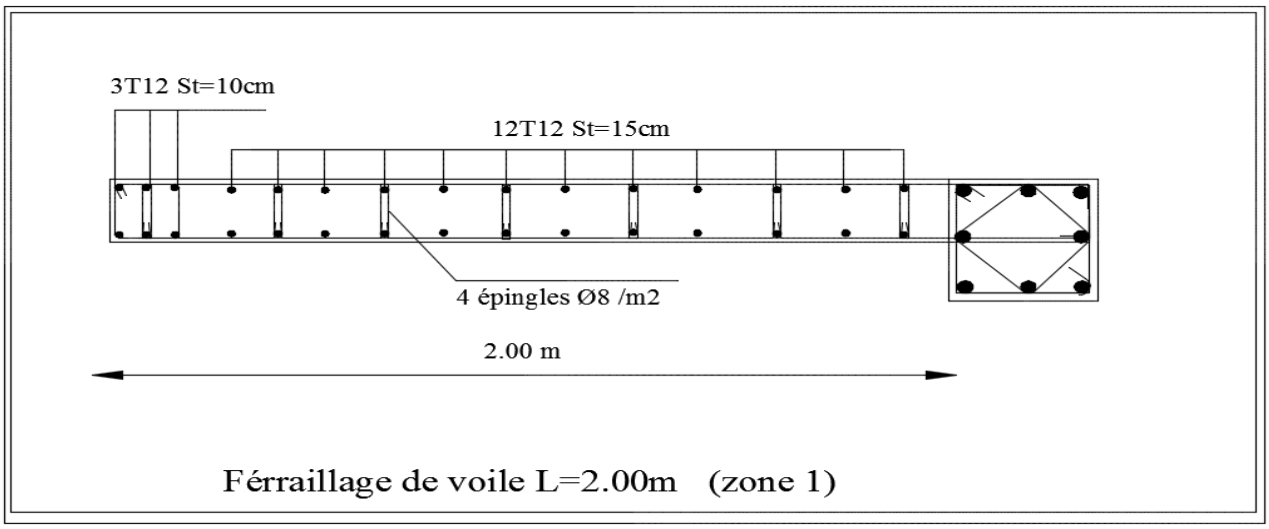
VI.2.3.9. schéma de ferraillages des voiles :



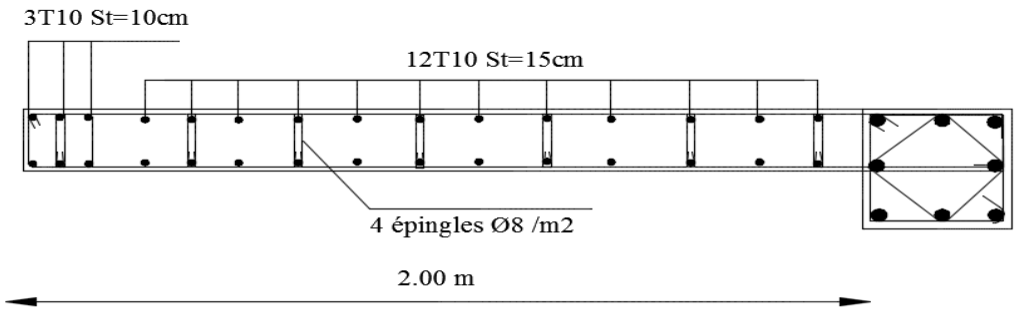
Férraillage de voile L=1.15m (zone 1)



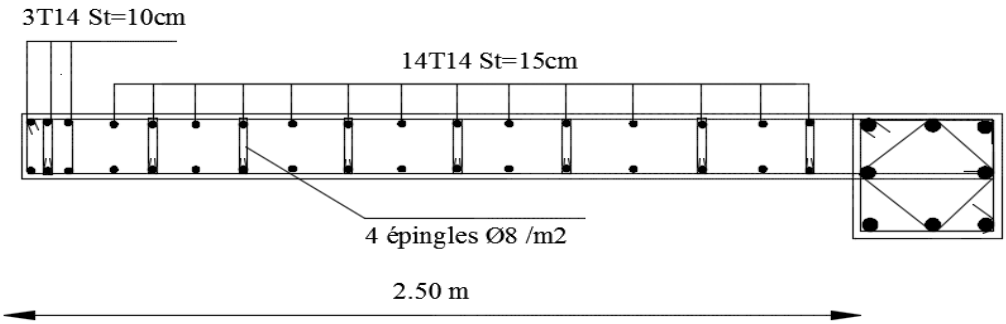
Férraillage de voile L=1.15m (zone 2 et 3)



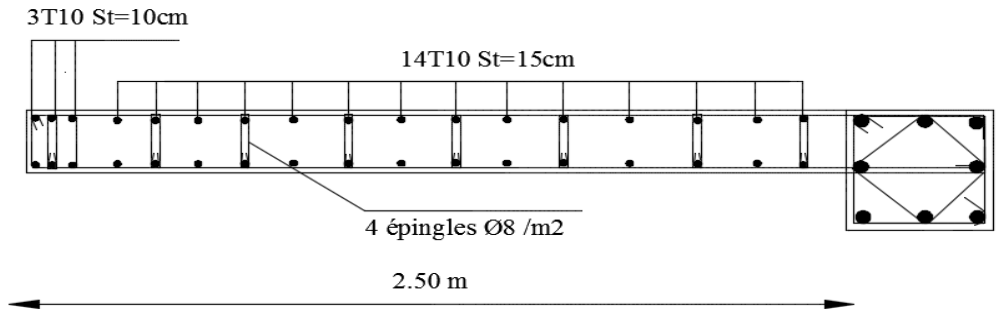
Férraillage de voile L=2.00m (zone 1)



Férraillage de voile L=2.00m (zone 2 et 3)



Férraillage de voile L=2.50m (zone 1)



Férraillage de voile L=2.50m (zone 2 et 3)

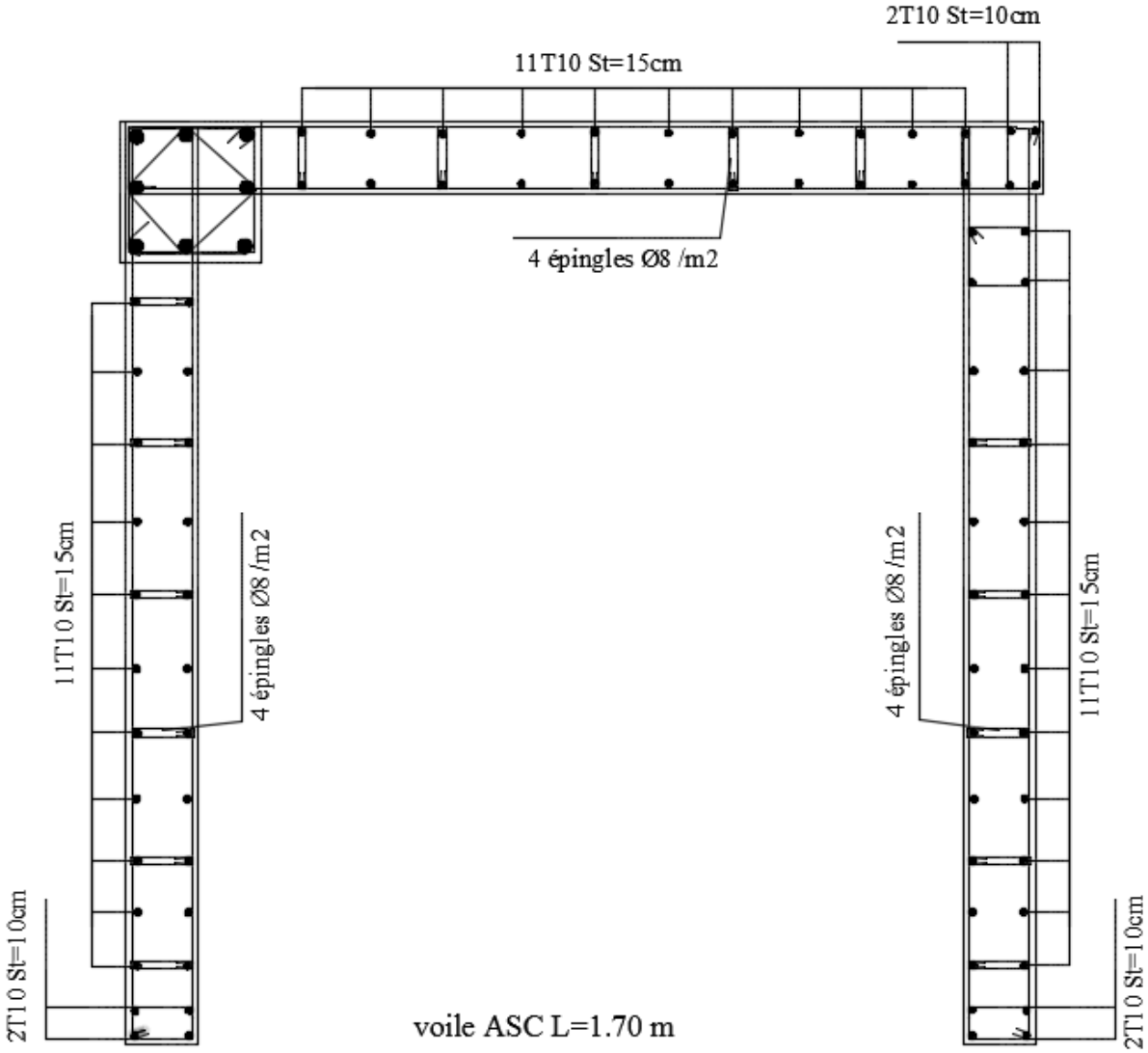


Figure VI.6. Schéma de ferraillage des voiles.

VI.4. CALCUL DU FERRAILLAGE POUR LA STRUCTURE 02

Afin de mettre en évidence l'effet de la torsion comme premier mode de vibration, on présente dans cette partie l'augmentation de ferraillage dans les poteaux seulement de la structure 02, engendré par la variation des sollicitations en termes d'effort tranchant et de moment de flexion présenté dans le chapitre V. Pour cela on calcul le ferraillage dans une file de poteau a titre d'exemple que l'on va comparer par la suite au ferraillage estimer dans la structure 01 pour la même file de poteau.

VI.4.1. Ferraillage des poteaux Pour la structure 02

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, le ferraillage se fera en flexion composée et les armatures seront déterminées sous les couples de sollicitations suivantes :

Nmax → Mcorr

Nmin → Mcorr

Mcorr → Ncorr

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

		BAEL91		CBA93	RPA99/V2003		
Niveau	**Section (cm^2)**	**A_{min} (cm^2) $4cm^{2/ml}$**	**A_{max} (cm^2) 5B%**	**A_{cnf} (cm^2)**	**A_{min} (cm^2) 0.9B%**	**A_{max} (cm^2) Zone courante%**	**A_{max} (cm^2) Zone de recouvrement%**
S /SOL +RDC +1ER étage	**50x50**	5	125	2.87	22.5	75	150
	45x45	4.05	101.25	2.20	18.23	60.75	121.5
2-3-4ème étage	**40x40**	3.2	80	1.74	14.40	48	96
5-6-7 ème étages	**35x35**	2.45	24.5	1.33	12.48	36.75	73.50

Tableau VI.29. Ferraillage minimale est maximal STR02.

- **Armature transversal :**

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Maintenir les armatures longitudinales.

En considérants les mêmes étapes que pour la structure 01 , Les résultats du ferraillage sont résumés dans les tableaux suivants:

On a utilisé le logiciel de calcul **(SOCOTEC),** Pour le calcul des différentes sections de ferraillage.

Zone	positon	section	Les efforts internes				combo	A'_s	A_s	A_{cnf} (cm²)	A_{min} RPA cm²	A_{adop} (cm²)
S /SOL +RDC +1ER étage	centre	(50×50)	N_{max}	-1586.95	M_{cor}	3.73	A	0	0	2.72	22.50	28.65
			N_{min}	244.30	M_{cor}	38.79	A	0.60	5.21			
			M_{max}	116.95	N_{cor}	-562.16	A	0	0			
	rive	(45x45)	N_{max}	-2200.51	M_{cor}	84.16	A	0	0	2.20	18.23	28.65
			N_{min}	575.61	M_{cor}	44.35	A	4.42	9.97			
			M_{max}	102.14	N_{cor}	301.12	A	0	10.03			
2-3-4ème étage	CENTRE+rive	(40x40)	N_{max}	-1546.78	M_{cor}	48.05	A	0	0	1.74	14.4	28.65
			N_{min}	384.84	M_{cor}	65.51	A	0.13	9.49			
			M_{max}	149.38	N_{cor}	-499.88	A	0	5.29			
5-6-7ème étage	CENTRE+rive	(35x35)	N_{max}	-531.83	M_{cor}	10.23	U	0	0	1.33	11.03	24.13
			N_{min}	55.02	M_{cor}	45.51	A	0	4.31			
			M_{max}	119.16	N_{cor}	-154.81	A	0	8.03			

Tableau VI.30. Ferraillages longitudinale des poteaux STR02.

➢ **Choix des armatures :**

Niveau	Sections (cm²)	Choix des armatures	A_{choix}(cm²)
S /SOL +RDC +1ER étage	50x50	4T20+8T16	28.65
	45x45	4T20+8T16	28.65
2-3-4ème étage	40x40	4T20+8T16	28.65
5-6-7ème étages	35x35	12T16	24.13

Tableau VI.31. Le choix final des armatures STR02.

➢ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales :**

Soit la quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t.b_1}$ en(%) =0,3 % si $\lambda_g \geq 5$

=0,8 % si $\lambda_g < 5$

Dans notre cas $\lambda_g > 5 \Rightarrow$ il faut que $A_t/(t.b_1) \geq 0.48$ %

Application : $A_t/(t.b_1) = 4.02/(15\times50) = 0,54$ % (condition vérifiée) en zone courante.

$A_t/(t.b_1) = 4.02/(10\times50) = 0,84$ % (condition vérifiée) en zone nodale.

✓ **La longueur de recouvrement :**

$L_r = 50\Phi = 100$cm

➢ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction des dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite

$$\tau_u = \frac{Tu}{b_o.d}$$

- T_u : Effort tranchant appliqué au poteau considéré.
- b : largeur de l'âme.
- d : Hauteur utile du poteau.

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA 99 par la valeur suivante :

✓ **Selon BAEL91 :**

τu < (0.10xfc28, 3MPa)……pour une fissuration préjudiciable

τu < (0.10xfc28, 4MPa)…… pour une fissuration peu nuisible.

✓ **Selon RPA99 ver2003**

$$\tau_u = \rho_b \times f_{\lambda s}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_b = 0,075 \ si \ \lambda \geq 5. \\ \rho_b = 0,04 \ si \ \lambda < 5. \end{cases}$$

λ_g : l'élancement géométrique ($\lambda_g = Lf/a$)

L_f : longueur de flambement

A : dimension de poteau

-les résultats de vérification sont donnés par le tableau suivant :

- **Zone courante :**

section	**T max (KN)**	$\tau_u = \frac{T_u'}{b.d}$ **(Mpa)**	λ	ρ_a	$\overline{\tau u}$ **(Mpa)**	$\tau_{u\min}$ **(Mpa)**	A_t **(cm²)**	$A_{t\ min}$ **(cm²)**	A_{ado} **(cm²)**	$\tau_u < \overline{\tau_u}$
45x45	106.18	0.58	4.76	3.75	3.25	2,5	3.32	2.43	4.02	**Vérifiée**
40X40	102.53	0.71	5.36	2.5	3.25	2,5	2.40	1.8	4.02	**Vérifiée**
35X35	80.19	0.73	6.12	2.5	3.25	2.5	2.15	1.58	4.02	**Vérifiée**

Tableau VI.33. Vérification de la contrainte de cisaillement dans la zone courante STR02

- **Zone nodal :**

section	**T max (KN)**	$\tau_u = \frac{T_u'}{b.d}$ **(Mpa)**	λ	ρ_a	$\overline{\tau u}$ **(Mpa)**	$\tau_{u\min}$ **(Mpa)**	A_t **(cm²)**	$A_{t\ min}$ **(cm²)**	A_{ado} **(cm²)**	$\tau_u < \overline{\tau_u}$
45x45	106.18	0.58	4.76	3.75	3.25	2,5	2.21	1.62	4.02	**Vérifiée**
40X40	102.53	0.71	5.36	2.5	3.25	2,5	1.60	1.2	4.02	**Vérifiée**
35X35	80.19	0.73	6.12	2.5	3.25	2.5	1.43	1.05	4.02	**Vérifiée**

Tableau VI.34. Vérification de la contrainte de cisaillement dans la zone de nodal STR02

Les résultats du ferraillage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm²)	**A_t zone courante**	**A_t zone nodale**	**St (cm)**	**St (cm)**
			zone courante	zone nodale
50x50	8T8	8T8	15	10
45 x 45	8T8	8T8	15	10
40x 40	8T8	8T8	15	10
35X35	8T8	8T8	15	10

Tableau VI.35. Ferraillage transversal STR02.

V.4.4. Vérification :

À L'ELU :

- ✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

On va vérifier que :

$A_s \geq A_{\min}$

Avec : $A_{\min} = 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e}$

Après les calcules on a trouvé les résultats suivants :

section	$A_{min}(cm^2)$	$A_s(cm^2)$		Observation
50x50	2.71	N	4.02	**Vérifiée**
		C	4.02	
45x45	2.20	N	4.02	**Vérifiée**
		C	4.02	
40x40	1.74	N	4.02	**Vérifiée**
		C	4.02	
35x35	1.33	N	4.02	**Vérifiée**
		C	4.02	

Tableau VI.36. Vérification de la condition de non fragilité STR02

- ✓ **Vérification au flambement :**

La vérification au flambement est faite pour le poteau le plus sollicité. {C15➔ (45X45)}.

Si l'élancement $\lambda \leq 50$, on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement, dans le cas contraire il y a lieu de tenir compte du risque du flambement dans les calculs de la flexion composée des poteaux. $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

N_{max} =2200.51KN.

$Lf=0.7L_0=2.14m$

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec: $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ Tel que :

$I_{xx}=I_{yy}=0.0034m^4$ ➔ $A=28.65cm^2$

$i_{xx}=i_{yy}=1.09$

$\lambda_{xx}= \lambda_{yy}=1.96$

$\lambda<50$ ➔ condition vérifier.

- ✓ **Vérification de l'effort normal ultime :**

D'après CBA93 (art.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

N_{max} =2200.51KN.

λ =1.96 $\longrightarrow$ $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left[\frac{\lambda}{35}\right]^2} = \frac{0.85}{1+0.2\left[\frac{1.96}{35}\right]^2} = 0.85$

$Br=[(45-2)(45-2)]=1849cm^2$.

$N_{ulim} = \alpha\left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9.\gamma_b} + A.\frac{f_e}{\gamma_s}\right] \geq \mathbf{N_{max}}$ ➔ $N_{ultim}=3757.51KN$

➔ donc : $N_{max} < N_{ultim}$ …… condition vérifier.

À L'ELS :

✓ **Vérification des contraintes de béton :**

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{15A_s + B} \leq \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15 \ \ MPA$$

On a utilisé un logiciel de calcul (**SOCOTEC)**, pour la vérification des contraintes :

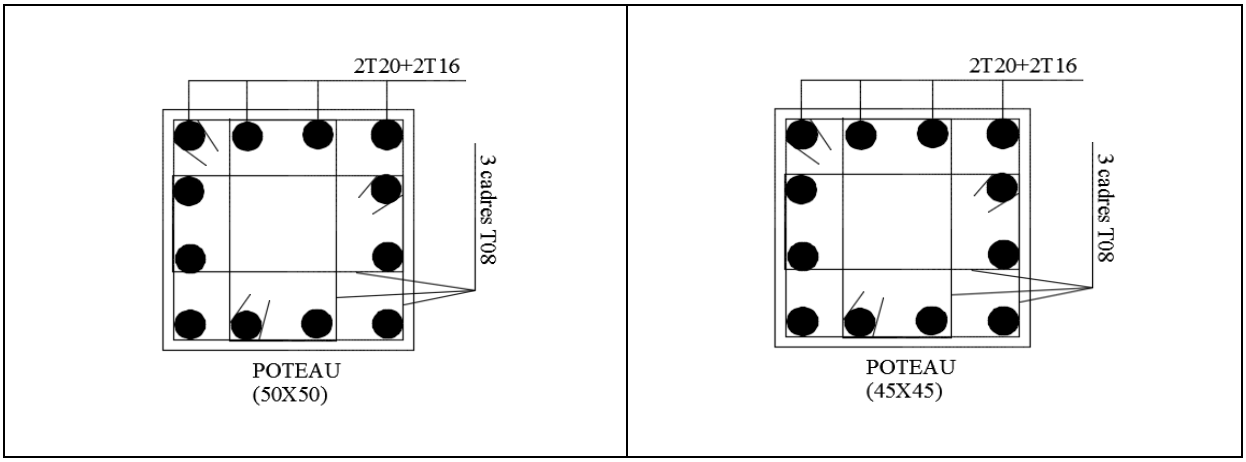
le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

Les résultats son représentés dans le tableau suivant :

Section	**N_{ser} (KN)**	**Mser (KN.m)**	**σ_b (MPa)**	**$\bar{\sigma}_b$ (MPa)**	**Obs.**
50x50	1066.20	14.68	3.63	15	**OK**
45x45	1077.42	24.44	4.38	15	**OK**
40x40	790.44	20.55	3.89	15	**OK**
35x35	387.91	21.67	2.44	15	**OK**

Tableau VI.37. Vérification des contraintes de béton STR02.

V.4.5. schéma de ferraillage



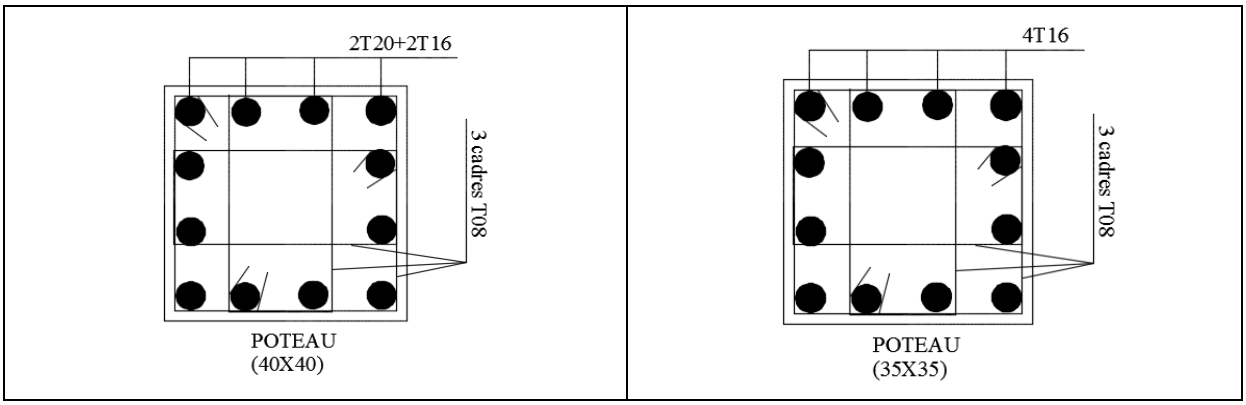


Figure VI.7. Schéma de ferraillage des poteaux STR02.

VI.5. ESTIMATION DU COUT :

Afin d'avoir une idée sur le cout engendré par l'augmentation du ferraillage induit par la présence du mode de torsion comme mode fondamentale ; nous donnant dans le tableau ci-dessous l'estimation du cout pour une file de poteau du bâtiment R+7 étudié.

On rappel le ferraillage des poteaux obtenu pour la structure 01 :

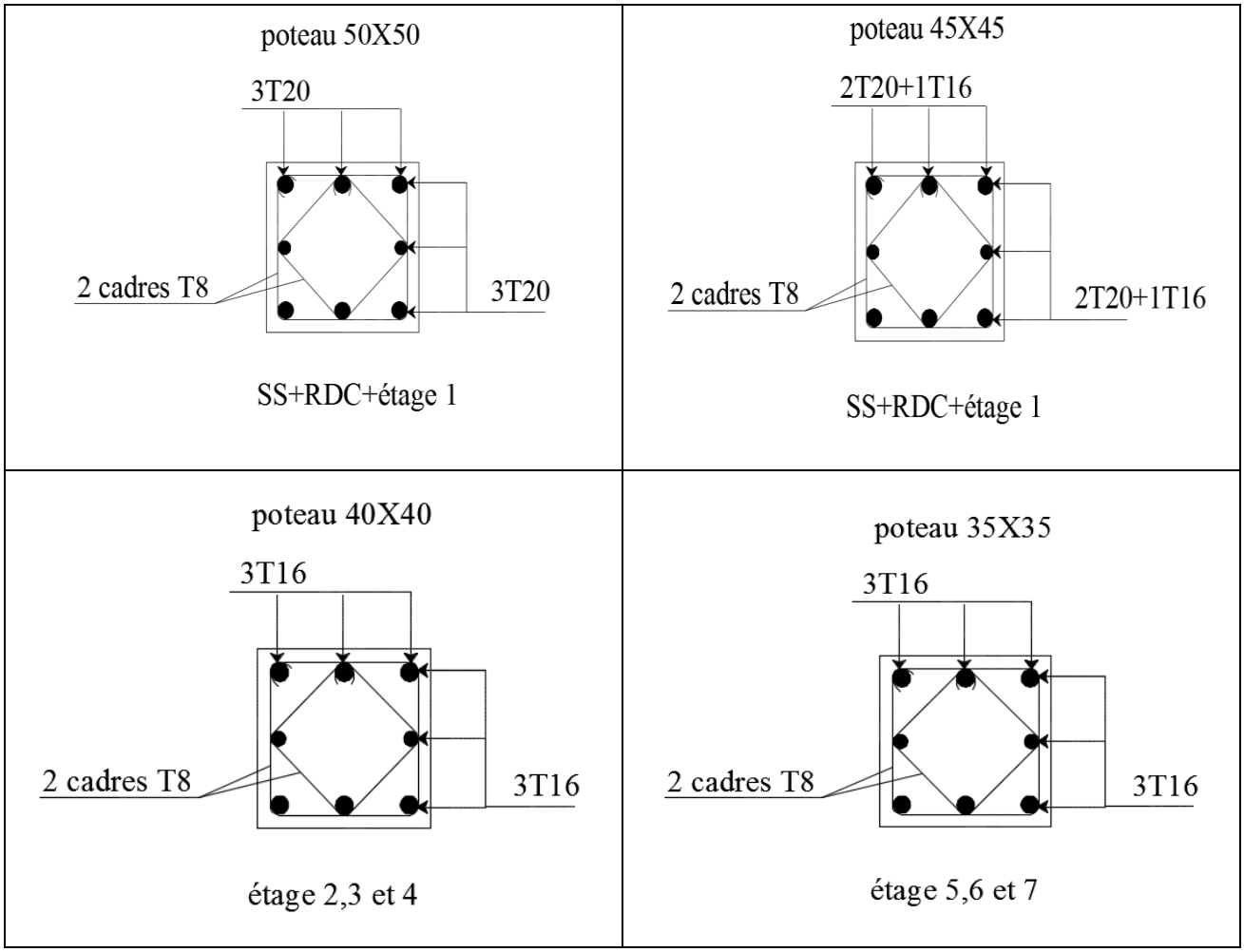
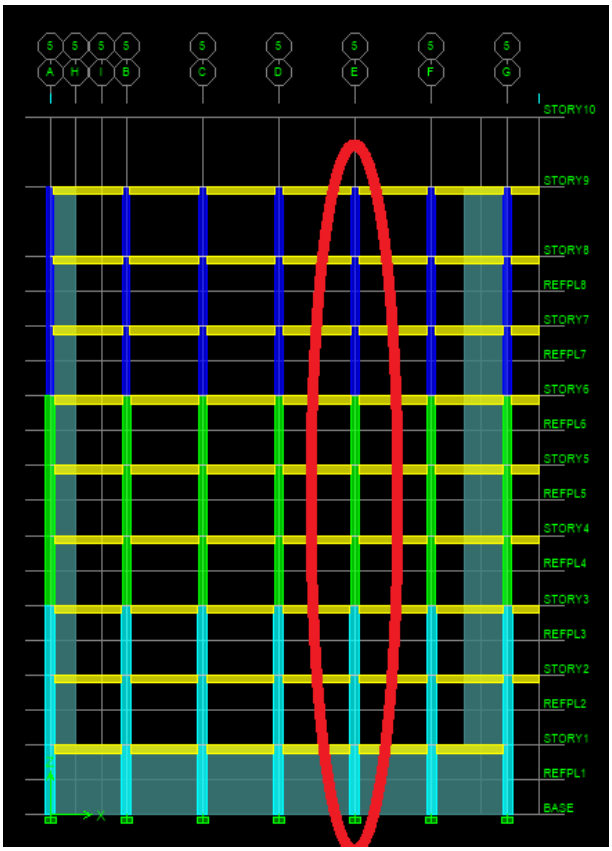
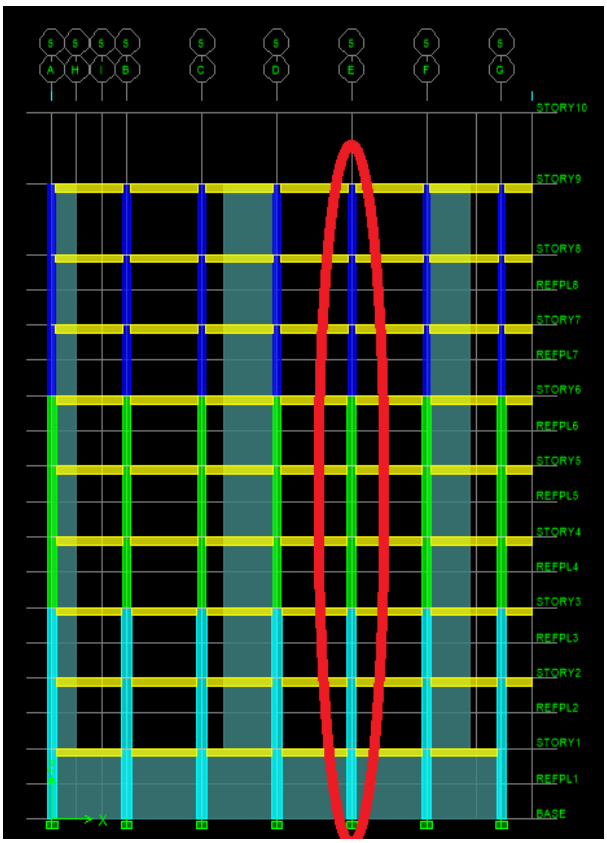


Figure VI.8. Schéma de ferraillage des poteaux STR01.

Figure en élévation représente la file de poteau adopte pour la comparaison de cout :



Structure 01



Structure 02

Figure VI.9. La file de poteau adopte pour la comparaison de cout

❖ **Tableaux de cout :**

	Structure 01			**Structure 02**		
∅ (mm)	**T08**	**T16**	**T20**	**T08**	**T16**	**T20**
Prix du marché/kanto(DA)	12 000	8200	6800	12000	8200	6800
Longueur (m)	645.84	243.60	48.72	74.18	341.04	97.44
Section de l'acier (cm^2)	0.5	2.01	3.14	0.5	2.01	3.14
volume de l'acier (cm^3)	32292	48963.6	15298.08	38709	68549.04	30596.16
Le poids total (kg)	2.5349	3.8436	1.2009	3.0387	5.3811	2.4018
Prix (DA)	30418.8	31517.52	8166.12	36464.4	44125.02	16332.24
Prix total (DA)	70102.44			96921.66		
L'augmentation %	38.26 %					

Tableau VI.39. Tableaux de cout.

La masse volumique de l'acier : ρ_{acier} =7850 Kg/m^3.

En conclusion, On observe pour cet exemple de file de poteau une augmentation importante du cout de ferraillage engendré par la torsion. Ceci donne une idée sur le cout de la structure lorsque celle-ci est correctement ferraillée.

Afin d'éviter des couts élevée non justifier il est impératif que la conception de la structure soit réaliser de façon a évité le mode de torsion comme mode fondamentale.

Dans la mesure où la forme architecturale ne permet pas d'éviter la torsion au premier mode, il est nécessaire de bien prendre en compte les effets additionnels relatifs aux sollicitations.

Conclusion

Conclusion

Ce projet de fin d'étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique de notre formation d'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels.

La compréhension des facteurs influant le comportement dynamique d'une structure nécessite l'analyse de plusieurs configurations des dispositions du système de contreventement, pour avoir une bonne distribution des voiles qui peut réduire les effets des modes de torsion, induisant des efforts supplémentaires, et améliorer le comportement de la structure durant le séisme.

.

Dans notre étude nous présentons l'analyse comparative entre deux bâtiments à ossature mixte en béton armé. Cette étude a permis d'une part de montrer que le mode fondamental de torsion engendre une augmentation importante des sollicitations dans la structure. En effet la participation massique du mode fondamental est de 58 % ce qui représente plus de la moitié de la masse du bâtiment. D'autre part, elle a permis de quantifier le ferraillage supplémentaire engendré par cette augmentation des sollicitations.

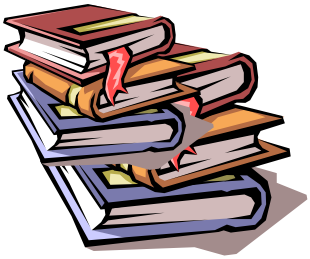
Afin d'éviter des couts élevée non justifier il est impératif que la conception de la structure soit réaliser de façon a évité le mode de torsion comme mode fondamentale.

Dans la mesure où la forme architecturale ne permet pas d'éviter la torsion au premier mode, il est nécessaire de bien prendre en compte les effets additionnels relatifs aux sollicitations.

CONCLUSION

Notons qu'enfin, ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous à était très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permise d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste qu'une étape de calcul. Les connaissances des sciences de l'ingénieur sont a maitrisé pour la réalisation d'un ouvrage de génie civil.

Nous avons appris, et nous n'apprendrons jamais assez.



Bibliographie :

- **Règlements**
  - **RPA99V2003 :** règlement parasismique algérienne.
  - **CBA93 :** règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
  - **BAEL91 :** béton armé aux états limites.

- **Cours et mémoires**
  - Cours de Béton armé 3ème année.
  - Cours de calcul des structures en béton armé master 1.
  - Cours de « Résistance des matériaux » 3ème année.
  - Cours de «conception technique de construction » master 1.
  - Mémoires et thèses des promotions précédentes par exemple :
    - Mémoire de HADDADOU ABDLATIF et FITAS DAMEL 2013

- **Logiciels**
  - ETABS ……Analyse des structures
  - AUTOCAD 2015 ……Dessin
  - EXCEL 2007……...Calcul.
  - WORD 2007……Traitement du texte.
  - SOCOTEC.