REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté Des Sciences et De La Technologie

Département de Génie de la Matière

Filière Génie civil

Mémoire de Fin d'Etude pour l'obtention du diplôme master

en génie civil

Option : structures

THEME

Analyse comparative d'un bâtiment R+9 avec deux systèmes de contreventement

Réalisé par :

TOBBAL Abderrahmane

BENAIMECHE Oussama

Dirigé par :

Mme.HARNOUNE.H

Promotion 2014-2015


بسم الله الرحمن الرحيم

آية الكرسي

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَٰنِ الرَّحِيمِ

اللَّهُ لَا إِلَٰهَ إِلَّا هُوَ الْحَيُّ الْقَيُّومُ

لَا تَأْخُذُهُ سِنَةٌ وَلَا نَوْمٌ

لَهُ مَا فِي السَّمَاوَاتِ وَمَا فِي الْأَرْضِ

مَنْ ذَا الَّذِي يَشْفَعُ عِنْدَهُ إِلَّا بِإِذْنِهِ

يَعْلَمُ مَا بَيْنَ أَيْدِيهِمْ وَمَا خَلْفَهُمْ

وَلَا يُحِيطُونَ بِشَيْءٍ مِنْ عِلْمِهِ إِلَّا بِمَا شَاءَ

وَسِعَ كُرْسِيُّهُ السَّمَاوَاتِ وَالْأَرْضَ

وَلَا يَئُودُهُ حِفْظُهُمَا وَهُوَ الْعَلِيُّ الْعَظِيمُ ﴿٢٥٥﴾



لَا إِكْرَاهَ فِي الدِّينِ قَد تَّبَيَّنَ الرُّشْدُ مِنَ الْغَيِّ

فَمَن يَكْفُرْ بِالطَّاغُوتِ وَيُؤْمِن بِاللَّهِ

فَقَدِ اسْتَمْسَكَ بِالْعُرْوَةِ الْوُثْقَىٰ

لَا انفِصَامَ لَهَا وَاللَّهُ سَمِيعٌ عَلِيمٌ ﴿٢٥٦﴾

اللَّهُ وَلِيُّ الَّذِينَ آمَنُوا يُخْرِجُهُم

مِّنَ الظُّلُمَاتِ إِلَى النُّورِ

وَالَّذِينَ كَفَرُوا أَوْلِيَاؤُهُمُ الطَّاغُوتُ

يُخْرِجُونَهُم مِّنَ النُّورِ إِلَى الظُّلُمَاتِ

أُولَٰئِكَ أَصْحَابُ النَّارِ هُمْ فِيهَا خَالِدُونَ ﴿٢٥٧﴾

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur M^me^ HAROUNE .H pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience et la confiance qu'il nous a accordée.

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

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de YAHYA FARES DE MEDEA, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Encore des remerciements au l'ingénieur OULD EL TURKI Benaissa a tous ses aide.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Abderrahmane Et Oussama

Dédicaces

A vous dont le ventre chaleureux a toujours été le seul refuge et sanctuaire, pour votre indulgence, clémence et bienveillance, A vous les personnes les plus dévouées.

Que dieu me vous protège .A vous chers parents

Je dédie ce modeste travail

A ma mère, pour sa bravoure et son amour sans cesse renouvelé ; pour tous les efforts et sacrifices consentis pour ma réussite que se présent soit le témoignage de ma reconnaissance qu'il fasse l'objet de ma fierté puisse dieux permettre de jouir du produit de ton effort

A mon père, pour tous les sacrifices consentis pour la réussite de mes études, je ne trouverai jamais les mots justes pour te remercier.

A mes grandes mères et mon grand père.

A tout la famille TOBBAL sans exception

A mon frère Benaissa et mes soeurs Amina , Aya.

A mon ami et binôme Ossama qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail et sa famille

A tout mes amis surtout Abdelkader et Ismail et tout mes amis de la promotion Génie civil -2015- surtout : Chams Eddine, Younes , Ahmed , Hakim ,Abdeldjalil pour tous les moments vécues à leur cotés

A tous ceux qui m'ont soutenue de prée on de loin en pensée et prière , Merci



Abderrahmane

Dédicaces

A vous dont le ventre chaleureux a toujours été le seul refuge et sanctuaire, pour votre indulgence, clémence et bienveillance, A vous les personnes les plus dévouées.

Que dieu me vous protège .A vous chers parents

Je dédie ce modeste travail

A ma mère, pour sa bravoure et son amour sans cesse renouvelé ; pour tous les efforts et sacrifices consentis pour ma réussite que se présent soit le témoignage de ma reconnaissance qu'il fasse l'objet de ma fierté puisse dieux permettre de jouir du produit de ton effort

A mon père, pour tous les sacrifices consentis pour la réussite de mes études, je ne trouverai jamais les mots justes pour te remercier.

A ma grande mère

A tout la famille BENAIMECHE sans exception

A mon frère Amin et mes sœurs Ghania ; Merieme

A mon ami et binôme Abderrahmane qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail et sa famille

A tout mes amis surtout Abdellah et Benyoucef et tout mes amis de la promotion Génie civil -2015- surtout : Chams Eddine, Younes , Ahmed , Hakim ,Abdeldjalil pour tous les moments vécues à leur cotés

A tous ceux qui m'ont soutenue de prée on de loin en pensée et prière , Merci

Oussama



RÉSUMÉ

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة مقارنة بين نظامين مختلفين لمقاومة الزلازل لبناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق أرضي + تسعة طوابق) متعدد الاستعمال

و المقرر بناؤها ببرج البحري (الجزائر) والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية القوية (III).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والافقية محققة بواسطة نظام العارضات والأعمدة+الجدران المسلحة.

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

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل.
- قواعد الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج «SAP2000 ».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé:

Ce projet consiste à l'analyse comparative d'une structure en béton armée à usage multiple (RDC+9étages) avec deux systèmes de contreventement qui sera implanté à borj el behri (Alger), cette région est classée dans la zone de forte sismicité (III).

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

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

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

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

Abstract:

This project involves the comparative analysis of a reinforced concrete structure (ground+9 stories), with habitation, use and that will be implanted in borj el behri (Alger), and this region is classified in the zone of high seismicity (III).

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls .

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « SAP2000».

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

Table des matières

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I. Présentation de l'ouvrage :.....2
I.1.Introduction générale :.....2
I.1.1Objectif de l'étude :.....2
I.2.présentation de l'ouvrage:.....3
I.2.1Caractéristiques de la structure:.....3
I.2.2. Système de contreventement:.....8
I.2.3. Structure:.....8
I.3.Hypothèses de calcul:.....9
I.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux:.....9
I.4.1. Introduction:.....9
I.4.2.Le béton:.....9
I.4.2.A.Les matériaux composant le béton :.....9
I.4.2.b. Dosage du béton :.....10
I.4.2.c.Résistances mécaniques du béton :.....10
I.4.3.L'Acier:.....14
I.4.3.a.Caractéristiques mécaniques :.....14
I.4.3.b.Contrainte limite :.....14
I.4.3.b.1.Etat limite ultime :.....14
I.4.3.b.2.Etat limite de service :.....15

Chapitre II : Prédimensionnement.

II. Prédimensionnement.:.....17
II.1. INTRODUCTION:.....17
II.2. prédimensionnement de dalles :.....17
II.2.1. Dalle pleine :.....17
II.2.2. Dalles en corps –creux :.....17
II.3. Estimation des charges et surcharges :.....18
II.3.1. Evaluation des charges permanentes :.....18
II.3.1.a. Dalles en corps -creux.....18
II.3.1.b. Dalle pleine :.....19
II.3.1.c. Maçonnerie :.....21

II.3.2. Les surcharges d'exploitations : 22
II.4. Predimensionnement des poutres 22
II.4.1. Introduction : 22
II.4.1.a. .Etapes de pré dimensionnement : 22
II.4.1.a.1. dimensionsminimale……..…….....22
II.4.1.b. .Les poutres principales: 22
II.4.1.c. Les poutres secondaires: 23
II.5. pré dimensionnement des poteaux : 24
II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité : selon le plan 25
II.5.2. Dimensions des poteaux: 25
II.5.3. Calcul de l'effort Nu: 25
II.5.4. la surface reprise par le poteau : 27
II.5.5. Descente des charges: 27
II.5.5.a. .Charges d'exploitation : 27
II.5.5.b. Charges permanentes et Nu: 29
II.5.6. Vérification selon le RPA99v2003 : 30
II.5.7. Vérification aux zones nodales: 30
II.6. pré dimensionnement des voiles: 31
II.7. Local d'ascenseur : 32

Chapitre III : Éléments secondaires

III. Éléments secondaires 34
III.1. L'acrotère : 34
III.1.1. Introduction : 34
III.1.2. Principe de calcul: 34
III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation: 34
III.1.4. Détermination des efforts: 35
III.1.5. Calcul de ferraillage: 35
III.1.5.a. Etat Limite Ultime: 36
III.1.5.b. Vérification à l'état limite de service: 37
III.1.6. Vérification de l'effort tranchant: 39
III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton: 39

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme: 40
III.2. Planchers à corps creux : 41
III.2.1. La dalle de compression: 41
III.2.2. les poutrelles : 42
III.2.2.a. Dimensionnement des poutrelles: 42
III.2.2.b. Calcul des poutrelles : 43
III.2.2.b.1. Calcul avant coulage: 43
III.2.2.b.2. Après coulage *:* 46
III.2.2.c. Calcul des charges et surcharges : 47
III.2.2.d. Sollicitations de calcul : 51
III.2.2.e. Récapitulations: 53
III.2.2.f. Ferraillage des poutrelles: 53
III.2.2.g. Vérifications: 56
III.3. Calcul des dalles pleine: 59
III.3.1. Introduction: 59
III.3.2. Méthode de calcul: 60
III.3.2.a. .Principe de calcul : 60
III.3.3. Calcul des actions: 61
III.3.4. Méthode de calcul : 61
III.3.4.a. Calcul de dalle: 61
III.3.5. Vérifications: 63
III.4. Calcul des escaliers: 64
III.4.1. Introduction: 64
III.4.2. Terminologie: 64
III.4.3. Dimensionnement: 65
III.4.4. Evaluation des charges et surcharges: 67
III.4.5. Détermination des sollicitations: 68
III.4.6. Détermination des efforts: 68
III.4.7. Calcul du ferraillage: 71
III.5. Calcul de la poutre palière: 74
III.5.1. Pré dimensionnement: 74
III.5.2. Charges revenants à la poutre: 74

III.5.3. Calcul des efforts: 75
III.5.4. Ferraillage de la poutre palière: 76
III.5.5. Vérifications: 76
III.6. La dalle machine : 79
III.6.1. Introduction : 79
III.6.2. Prédimensionnement :. 79
III.6.3. charges permanentes et charges d'exploitation : 80
III.6.3.a. Charges permanentes G : 80
III.6.3.b. Poids de la machine supportée : 80
III.6.3.c. La charge d'exploitation : 81
III.6.4. Méthode de calcul : 82
III.6.4.a. Principe de calcul: 82
III.6.5. Calcul du ferraillage : 83
III.6.6. .Vérification à l'E.L.S: 85
III.6.7. Vérification du poinçonnement : 85

Chapitre IV : Etude dynamique

IV. Etude dynamique 88
IV.1. Introduction: 88
IV.2. Introducion sur le coefficient R : 88
IV.2.1. Classification des systèmes de contreventement 88
IV.2.2. Systèmes de contreventement dans les deux variantes : 90
IV.2.2.a. 1er variante : 90
IV.2.2.b. 2eme variante : 90
IV.3. Modélisation de la structure : 90
IV.4. Méthode applicable selon RPA99 V2003 : 91
IV.5. Méthode dynamique modale spectrale : 91
IV.5.1. Principe : 91
IV.5.2. Modélisation : 92
IV.5.3. Spectre de réponse de calcul : 92
IV.6. Etude de première variante(R=5): 93
IV.6.1. Choix de disposition optimale des voiles : 94

IV.6.2. Caractéristiques dynamique de la structure: 95
IV.6.2.a. Centre de masse : 95
IV.6.2.b. Centre de torsion : 95
IV.6.2.c. Excentricité : 97
IV.6.3. Justification de coefficient de comportement : 97
IV.6.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique : 100
IV.6.4.a. Vérification de la participation massique modale (dissipation énergétique) : 100
IV.6.4.b. Vérification de la force sismique V à la base: 102
IV.6.4.c. Vérification de la stabilité au renversement : 102
IV.6.4.c.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : 103
IV.6.4.c.2. Moment de renversement : 105
IV.6.4.c.3. Moment stabilisant : 105
IV.6.4.d. Vérification des déplacements : 106
IV.6.4.d.1. Vérification déplacement en tête : 106
IV.6.4.d.2. Vérification les déplacements inter étages : 106
IV.6.4.e. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 107
IV.6.4.f. Vérification de l'effort normale réduit à la base dans les poteaux : 109
IV.7.Etude de deuxième variante(R=3,5 ; voiles porteurs): 110
IV.7.1. Choix de disposition optimale des voiles : 110
IV.7.2. Caractéristiques dynamique de la structure: 111
IV.7.2.a. Centre de masse et centre de torsion : 111
IV.7.2.b. Calcul de l'excentricité: 112
IV.7.3. Justification de coefficient de comportement : 112
IV.7.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique : 115
IV.7.4.a. Vérification de la participation massique modale (dissipation énergétique) : 115
IV.7.4.b. Vérification de la force sismique V à la base: 117
IV.7.4.c. Vérification de la stabilité au renversement : 117
IV.7.4.c.1. Moment de renversement : 117
IV.7.4.c.2. Moment stabilisant : 118
IV.7.4.d. Vérification des déplacements : 118
IV.7.4.d.1. Vérification déplacement en tête : 118
IV.7.4.d.2. Vérification le déplacement inter étages : 119

IV.7.4.e. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 120

Chapitre V : Ferraillage

V. Ferraillage 123
V.1. Introduction : 123
V.2. Ferraillage des poutres : 123
V.2.1. Introduction : 123
V.2.2. Recommandation du RPA99 : 124
V.2.2.a. Armatures longitudinales : 124
V.2.2.b. Armatures transversales : 124
V.2.3. les armatures longitudinales : 125
V.2.3.a. Premier variante R=5 : 125
V.2.3.b. Deuxième variante R=3.5 : 125
V.2.4. Vérification : 126
V.2.4.a. Premier variante R=5 : 127
V.2.4.b. Deuxième variante R =3.5 : 128
V.2.5. Calcul des armatures transversales : 131
V.2.6. Vérification de la flèche : 132
V.3. Ferraillage des poteaux : 135
V.3.1. Introduction : 135
V.3.2. Détermination des armatures longitudinales ; 135
V.3.2.a. Recommandations des règlements : 135
V.3.2.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage : 135
V.3.2.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93 : 136
V.3.2.d. Poteaux de première variante R=5 : 137
V.3.2.e. Poteaux de deuxième variante R=3.5 : 138
V.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 : 138
V.3.3.a. Poteaux de première variante R=5 : 139
V.3.3.b. Poteaux de deuxième variante R=3.5 : 140
V.3.4. Détermination des armatures transversales : 140
V.3.4.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93 : 140
V.3.4.b. Contrainte tangente admissible τu : 140

V.3.4.c. Vérification des contraintes tangentielles : 141
V.3.4.d. Calcul des armatures transversales : 142
V.4.Les Voiles : 146
V.4.1. Les voiles pleins: 146
V.4.2. Voiles avec files d'ouvertures: 146
V.4.2.a. Les trumeaux: 146
V.4.2.b. Les linteaux: 146
V.4.3. Recommandations réglementaires : 146
V.4.3.a. Armatures verticales: 146
V.4.3.b. Armatures horizontales: 147
V.4.3.c. Armatures transversales: 148
V.4.4. Recommandations pour les voiles et les trumeaux:(RPA 99 et CBA93) : 148
V.4.5. Voiles de première variante R=5 : 149
V.4.5.a. Calcul des armatures Verticales : 149
V.4.5.b. Les armatures horizontales : 151
V.4.6. Voiles de deuxième variante R=3.5 : 152
V.4.6.a. Calcul des armatures Verticales : 152
V.4.6.b. Les armatures horizontales : 153
V.4.6.c. Ferraillage des linteaux: 153
V.4.6.c.1. Recommandation des règlements: 154
V.4.6.c.2. Ferraillage des linteaux: 154

Chapitre VI : Fondation

VI. Fondation 161
VI.1. Introduction : 161
VI.2. Reconnaissance du sol: 161
VI.2.1. Nature de la couche de fondation: 161
VI.2.2.Fondation des ouvrages: 161
VI.2.3.Stabilité du site: 161
VI.2.4.Recommandations: 162
VI.3. Efforts transmis par les fondations: 162
VI.4. Calcul des fondations: 162

VI.4.1.Semelles isolées:.....163
VI.4.2.Semelles filantes :.....164
VI.4.2.a.Dimensionnement: 165
VI.4.3. Radier général :.....165
VI.4.3.a.Pré dimensionnement du radier général :.....166
VI.4.3.a.1.Détermination de la surface nécessaire.....166
VI.4.3.a.2.Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier. 166
VI.4.3.a.3.DIMENSIONNEMENT DES NERVURES (Hauteur de la nervure) : 167
VI.4.4.Caractéristiques géométriques du radier : 168
VI.4.5.Vérifications nécessaires : 168
VI.4.5.a.Vérification de la stabilité du radier :.....168
VI.4.5.b.Vérification des contraintes dans le sol : 169
VI.4.5.c.Verification aux sous pressions:.....171
VI.4.6.Ferraillage du radier : 171
VI.4.6.a.Détermination des efforts:.....172
VI.4.6.b.Calcul des Charges du radier : 172
VI.4.6.c.Vérification de la surface du radier :.....172
VI.4.6.d.Calcul des moments 173
VI.4.6.d.1.Détermination DES moments à l'ELU :.....173
VI.4.6.d.2.Détermination DES moments à l'ELS : 173
VI.4.6.e.Vérifications nécessaires :.....174
VI.4.6.e.1.Condition de non fragilité:.....174
VI.4.6.e.2.Vérification de l'espacement:.....174
VI.4.6.e.3.Vérification de l'effort tranchant:.....174
VI.4.6.e.4.Vérification des contraintes à l'ELS :.....174
VI.4.7.Ferraillage du débord : 175
VI.4.7.a.Evaluation des charges et surcharges :.....175
VI.4.7.b.Calcul des efforts : 175
VI.4.7.c.Ferraillage : 176
VI.4.7.c.1.Armatures longitudinales :.....176
VI.4.7.c.2.Armature de répartition :.....176
VI.4.7.c.3.Vérifications nécessaires : 176

VI.4.7.c.4.Vérification des contraintes à l'ELS: 176
VI.4.8.Etude de la nervures: 177
VI.4.8.a.Evaluation des charges : 177
VI.4.8.b.calcul des moments : 177
VI.4.8.c.Calcul du ferraillage. 177
VI.4.8.d.Vérification des contraintes normale à l'ELS : 178
VI.4.8.d.1.Vérifications nécessaires : 178
VI.4.8.e.Détermination des armatures transversales. 178
VI.4.8.f.Vérification au non poinçonnement : 179
VI.5. Calcul des longrines : 180
VI.5.1.Introduction : 180
VI.5.2.Sollicitations : 180
VI.5.3.Ferraillage : 180

Chapitre VII : Etude comparative

VII.Etude comparative 183
VII.1.Introduction : 183
VII.2.Aspects techniques: 184
VII.2.1. Les périodes: 184
VII.2.2. Participation massique: 185
VII.2.3. Répartition de L'effort tranchant par étages : 186
VII.2.4. Répartition de L'effort normal par étages : 187
VII.2.5. Résultante des forces sismique à la base: 189
VII.2.6. Déplacement pour chaque étage : 190
VII.3. Aspects économiques 191
VII.3.1. Volume de béton 191

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Evolution de la résistance du béton fcj en fonction de l'âge du béton. 10

Figure I.2 : Evolution de la résistance du béton à la traction ftj en fonction de celle à la compression fcj..... 10

FigureI.3: Evolution du module de Young différée Evj en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton fcj. 10

Figure.I.4: Diagramme parabole rectangle contrainte- déformation du béton. 13

Figure.I.5 : Diagramme rectangulaire contrainte-déformation du béton. 13

Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU. 14

Figure.II.1 :Schéma du plancher. 18

Figure.II.2 : Constituant d'un plancher terrass. 18

Figure.II.3. Constituant d'un plancher étage courant. 19

Figure.II.4 : Composants d'un balcon de la terrasse. 20

Figure.II.5. Composants d'un balcon de l'étage. 20

Figure.II.6 : Mur double cloison. 21

Figure.II.7 : Mur simple cloison. 21

Figure.II.8: Schéma des poutres. 24

Figure.II.9 : Schéma du Choix du poteau le plus sollicité. 24

Figure.II.10 : Section réduite du poteau. 26

Figure.II.11 : schéma de la surface reprise par le poteau. 27

Figure.II.12 :Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite). 31

Figure.III.1. L'acrotère. 34

Figure.III.2 : Ferraillage de l'acrotère. 40

Figure.III.3 : Disposition des armatures de la table de compression. 42

Figure III.4 : pré dimensionnement des poutrelles. 43

Figure.III.5 : Schéma statique de la poutrelle. 43

Figure.III.6 : Choix de disposition des étaiements. 44

Figure.III.7 : Travée avec un seul étai au milieu.. 44

Figure.III.8 : Travée avec deux étais espacés de 1.66 m. 45

Figure.III.9 : Travée avec trois étais espacés de 1,25 m. 45

Figure.III.10 : Travée avec quatre étais espacés de 1,00 m. 46

Figure.III.11 : Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire. 48

Figure.III.12 : Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU. 49
Figure.III.13 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS. 50
Figure.III.14 : Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU. 52
Figure.III.15 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS. 53
Figure. III.16 : Section de béton des poutrelles. 54
Figure.III.17 : Ferraillage des poutrelles. 59
Figure.III.18 : La dalle pleine. 59
Figure.III.19 : Ligne de la rupture de Panneau rectangulaire intermédiaire 61
Figure.III.20 : Représentation d'un escalier. 65
Figure.III.21 : Vue en trévère et en plan de l'escalier. 65
Figure.III.22 : Dimensions de l'escalier. 65
Figure.III.23 Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U. 69
Figure.III.24 Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S. 70
Figure.III.25. Schéma statique des efforts de la poutre palière elu67 75
Figure.III.26 : Ferraillage de la poutre palière. 79
Figure.III.27 : La dalle machine. 79
Figure III.28 : poids de la dalle machine supportée. 81
Figure III.29 : Ligne de la rupture d'une dalle machine 82
Figure III.30 : Schéma de la vérification du poinçonnement. 86
Figure.IV.1 : types des systèmes de contreventement 89
Figure IV.2 : Modèle 3D de la structure 91
Figure.IV.3 : Spectre de calcul RPA99 92
Figure.IV.4: choix de disposition optimale des voiles 94
Figure.IV.5: position du centre de masse et de torsion (niveau terrasse) 96
Figure IV.6: Translation suivant X. 100
Figure IV.7 : Translation suivant Y. 101
Figure .IV.8: Rotation autour Z. 101
Figure IV.9: Les forces agissent sur la stabilité au renversement. 102
Figure.IV.10: Distribution des forces sismiques. 103
Figure.IV.11: choix de disposition optimale des voiles 110
Figure.IV.12: position du centre de masse et de torsion (niveau terrasse) 112

Figure IV.13: Translation suivant X. 115
Figure IV.14: Translation suivant Y. 116
Figure .IV.15 : Rotation autour Z. 116
Figure.V.1 : Disposition des armatures pour les poutres porteuse. 129
Figure.V.2 : Disposition des armatures pour les poutres non porteuse. 130
Figure.V.3 : Ferraillages des poutres principales. 133
Figure.V.4: Ferraillages des poutres secondaires. 133
Figure.V.5 : Ferraillages des poutres principales. 134
Figure.V.6 : Ferraillages des poutres secondaires. 134
Figure.V.7 : Disposition des armatures pour les poteaux. 144
Figure.V.8 : Ferraillage des poteaux 145
Figure.V.9 : Les armatures transversales et les épingles. 148
Figure.V.10 : La zone de recouvrement des voiles. 148
Figure.V.11: Disposition des armatures verticales dans les voiles. 149
Figure.V.12 : Moment et effort tranchant résistants dans le linteau. 155
Figure.V.13 : Armatures de linteaux. 156
Figure.V.14 : Section du linteau. 157
Figure.V.15 : Ferraillage du linteau. 159
Figure.V.16 : Coupe A-A de linteau 159
Figure.VI.1. Semelle isolée sous poteau. 163
Figure. VI.2.des efforts au niveau des semelles 163
Figure. VI.3.des efforts au niveau des semelles. 164
Figure VI.4 Vue en plan de la surface du bâtiment. 166
Figure VI.5 : Contraintes sous le radier. 170
Figure VI.6 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité 172
Figure VI.7 : Schéma statique du débord. 175
Figure. VII.1 : les modes des deux variantes 184
Figure. VII.2 : la participation massique des deux variantes 185
Figure. VII.3 : Effort tranchant suivant x 186
Figure. VII.4: Effort tranchant suivant y 186
Figure. VII.5: Effort normale suivant x 187

Figure. VII.6: Effort normale suivant y 188
Figure. VII.7: Force dynamique et force sismique à la base 189
Figure. VII.8: Déplacement pour chaque étage 190
Figure. VII.9: Volume de béton des deux variantes 191

LISTE DES TABLEAUX

Tableau.I.1 : Caractéristiques mécanique des aciers.....14
Tableau.II.1 : Charge permanente du plancher terrasse.....18
Tableau.II.2 : Charge permanente du plancher étage courant.....19
Tableau.II.3 : Charge permanente due aux balcons de la terrasse.....19
Tableau.II.4 : Charge permanente due aux balcons d'étage.....20
Tableau.II.5 : charge permanente du mur extérieur.....21
Tableau.II.6 : charge permanente du mur intérieur.....21
Tableau.II.7 : Pré dimensionnement des poteaux.....25
Tableau.II.8: Calcule de N.....26
Tableau.II.9 :Calcule de Q_{cum}.....28
Tableau.II.10: Vérifications du (1,1.Nu ≤Nu).....29
Tableau.II.11 : Vérifications de coffrage des poteaux.....30
Tableau.II.12 : Vérification aux zones nodales.....30
Tableau.II.13 : Pré dimensionnement des voiles.....31
Tableau III.1 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère.....34
Tableau.III.2. Les efforts sur acrotère.....35
Tableau.III.3 : Dimensions et caractéristiques des matériaux.....35
Tableau.III.4 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.....43
Tableau.III.5 : Moments statiques des poutrelles.....44
Tableau.III.6 : Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S......47
Tableau.III.7 : Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.....49
Tableau.III.8 : Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.....50
Tableau.III.9 : Méthode de Caquot.....50
Tableau.III.10 : Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.....51
Tableau.III.11 : Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.....52
Tableau. III. 12 : Récapitulations des efforts internes.....53
Tableau.III.13 : Calcul et vérification des armatures.....54
Tableau.III.14 : Calcul et vérification a l'ELS.....55
Tableau.III.15 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles.....55
Tableau.III.16 : Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles.....56
Tableau.III.17 : Vérification préliminaire de la flèche.....57
Tableau.III.18 : Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.....58
Tableau.III.19 : Les actions sur la dalle.....61

Tableau.III.20. Ferraillage de la dalle pleine. 63
Tableau.III.21 : Vérification des contraintes à l'état limite de service. 64
Tableau.III.22 : Charges permanentes du palier de repos de l'escalier. 67
Tableau.III.23 : Charges permanentes de la paillasse de l'escalier. 67
Tableau.III.24 : Combinaison des charges de l'escalier. 68
Tableau.III.25. Récapitulation des résultats.63 71
Tableau.III.26.Les données de béton et acier 63 71
Tableau.III.27. Calcul des sections d'acier de l'escalier.63 71
Tableau.III.28 : Vérification du ferraillage de l'escalier àl'E.L.S. 72
Tableau.III.29 : Valeur de la flèche. 74
Tableau.III.30 :Efforts de la poutre palière. 75
Tableau.III.31 : Ferraillage de la poutre palière. 76
Tableau.III.32 : Vérification des contraintes à l'état limite de service. 76
Tableau.III.33 : Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre 77
Tableau III.34 : Charges permanentes G (dalle machine). 80
Tableau III.35 : Poids de la machine supportée. 80
Tableau III.36 : Différente charges. 80
Tableau III.37 : ferraillage de la dalle. 84
Tableau.IV.1: Facteur de pénalité P 92
Tableau.IV.2: choix de disposition des voiles 95
Tableau.IV.3: centre de masse et centre d'inertie 96
Tableau.IV.4: calcul de l'excentricité 97
Tableau.IV.5: Efforts normaux et tranchants dans les poteaux et voiles selon X. 98
Tableau IV.6 : Distribution des efforts aux poteaux et voiles en pourcentage selon X. 98
Tableau.IV.7: Efforts normaux et tranchants dans les poteaux et voiles selon Y. 99
Tableau.IV.8: distribution des efforts aux poteaux et voiles en pourcentage selon Y. 99
Tableau.IV.9: Période et facture de participation massique du modèle du 1^{ere}variante 100
Tableau.IV.10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 102
Tableau.IV.11 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X. 104
Tableau.IV.12: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y. 104
Tableau.IV.13: Calcul du moment de renversement. 105
Tableau.IV.14: Calcul du moment stabilisant. 105
Tableau.IV.15: Vérification de stabilisation. 106

Tableau.IV.16: Vérification des déplacements en tête.....106
Tableau.IV.17: Vérification des déplacements inter-étage sens X. 107
Tableau.IV.18: Vérification des déplacements inter-étage sens Y. 107
Tableau.IV.19: Vérification l'effet P-Δ sens X.....108
Tableau IV.20: Vérification l'effet P-Δ sens Y.....108
Tableau.IV.21: choix de disposition des voiles.....111
Tableau.IV.22: centre de masse et centre d'inertie. 111
Tableau.IV.23: calcul de l'excentricité 112
Tableau.IV.24: Efforts normaux et tranchants dans les poteaux et voiles selon X.....113
Tableau.IV.25: distribution des efforts aux poteaux et voiles en pourcentage selon X.....113
Tableau.IV.26: Efforts normaux et tranchants dans les poteaux et voiles selon Y.....114
Tableau.IV.27:distribution des efforts aux poteaux et voiles en pourcentage selon Y.....114
Tableau.IV.28: Période et facture de participation massique du modèle du 2emevariante 115
Tableau.IV.29 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....117
Tableau.IV.30: Calcul du moment de renversement.....117
Tableau.IV.31: Calcul du moment stabilisant.....118
Tableau.IV.32: Vérification de stabilisation. 118
Tableau.IV.33: Vérification des déplacements en tête.....118
Tableau.IV.34: Vérification des déplacements inter-étage sens X. 119
Tableau.IV.35: Vérification des déplacements inter-étage sens Y. 120
Tableau.IV.36: Vérification l'effet P-* selon X.....120
Tableau.IV.37: Vérification l'effet P-Δ selon Y 121
Tableau.V.1 : Les données de calcul.....124
Tableau.V.2 : Section des armatures longitudinales des poutres principales.....125
Tableau.V.3 : Section des armatures longitudinales des poutres secondaire. 125
Tableau.V.4 : Section des armatures longitudinales des poutres principales.....125
Tableau.V.5 : Section des armatures longitudinales des poutres secondaire. 126
Tableau.V.6 : Vérification des poutres principale à l'E.L.S. 127
Tableau.V.7 : Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S. 127
Tableau.V.8 : Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA.....127
Tableau.V.9 : Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA. 128
Tableau.V.10 : Vérification des poutres principale à l'E.L.S. 128
Tableau.V.11 : Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S. 128

Tableau.V.12 : Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA.....129
Tableau.V.13 : Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA. 129
Tableau.V.14 : Calcul de τ_u.....130
Tableau.V.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.....131
Tableau.V.16 : Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement. 131
Tableau.V.17 : Vérification de la flèche des poutres. 132
Tableau.V.18 : détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU. 137
Tableau.V.19 : détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU. 138
Tableau.V.20 : Vérification des armatures à ELS des poteaux.....139
Tableau.V.21 : Vérification des armatures à ELS des poteaux.....140
Tableau.V.22 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.(selon x).....141
Tableau.V.23 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.(selon y).....141
Tableau.V.24 : Les armatures transversales et leurs espacements. 143
Tableau.V.25 : Vérification de la quantité d'armatures transversales. 143
Tableau.V.26 : Les voiles pleines , L=5,00m.....150
Tableau.V.27 : Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles pleines. .152
Tableau.V.28 : Les voiles pleines 153
Tableau.V.29 : Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles pleines. .153
Tableau.V.30 : Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux. 157
Tableau.V.31 : Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux.....157
Tableau.V.32 : Vérification des contraintes de cisaillement dans les linteaux. 158
Tableau.V.33 : Armatures transversales et leurs espacements dans les linteaux. 158
Tableau.VI.1.Semelles isolés. 164
Tableau.VI.2.Semelles filantes.....165
Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....170
Tableau VI.4 : Contraintes sous le radier à l'ELS. 170
Tableau VI.5: ferraillage des panneaux.....173
Tableau VI.6 : vérification des contraintes de L'ELS.....175
Tableau VI.7 Vérification des contraintes de L'ELS 177
Tableau VI.8: calcul ferraillage.....177
Tableau VI.9 : vérification des contraintes de L'ELS.....178
Tableau VI.10 : calcul des armatures transversales. 178

LISTE DES TABLEAUX

2015

Notation

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue.
L_t : Largeur de la section tendue.
M_t : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
I_e : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S.
N : Effort normal.
N_{ser} : Effort normal de service.
N_U : Effort normal ultime.
T_u : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
l_f : Longueur de flambement,
S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

NOTATIONS

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
$\sum$: sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ:Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

CHAPITRE 1

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

I.1. INTRODUCTION GENERALE :

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considérer comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Elle ne doit pas être endommagé par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendent l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés. Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (RPA99/version 2003 pour le cas de l'Algérie).

I.1.1. OBJECTIF DE L'ETUDE :

L'objectif principal de notre étude est de choisir une conception parasismique optimale sur la base de 02 variantes du système de contreventement, un calcul statique et dynamique pour les deux variantes sera mené et afin de choisir une conception idéale.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE:

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en R+9, composé d'un rez-de-chaussée commercial, et de 9 niveaux à usage d'habitation. Il est implanté dans la wilaya de Alger (Azur N°113 Bordj El Bahri), la configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation.

I.2.1. CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE:

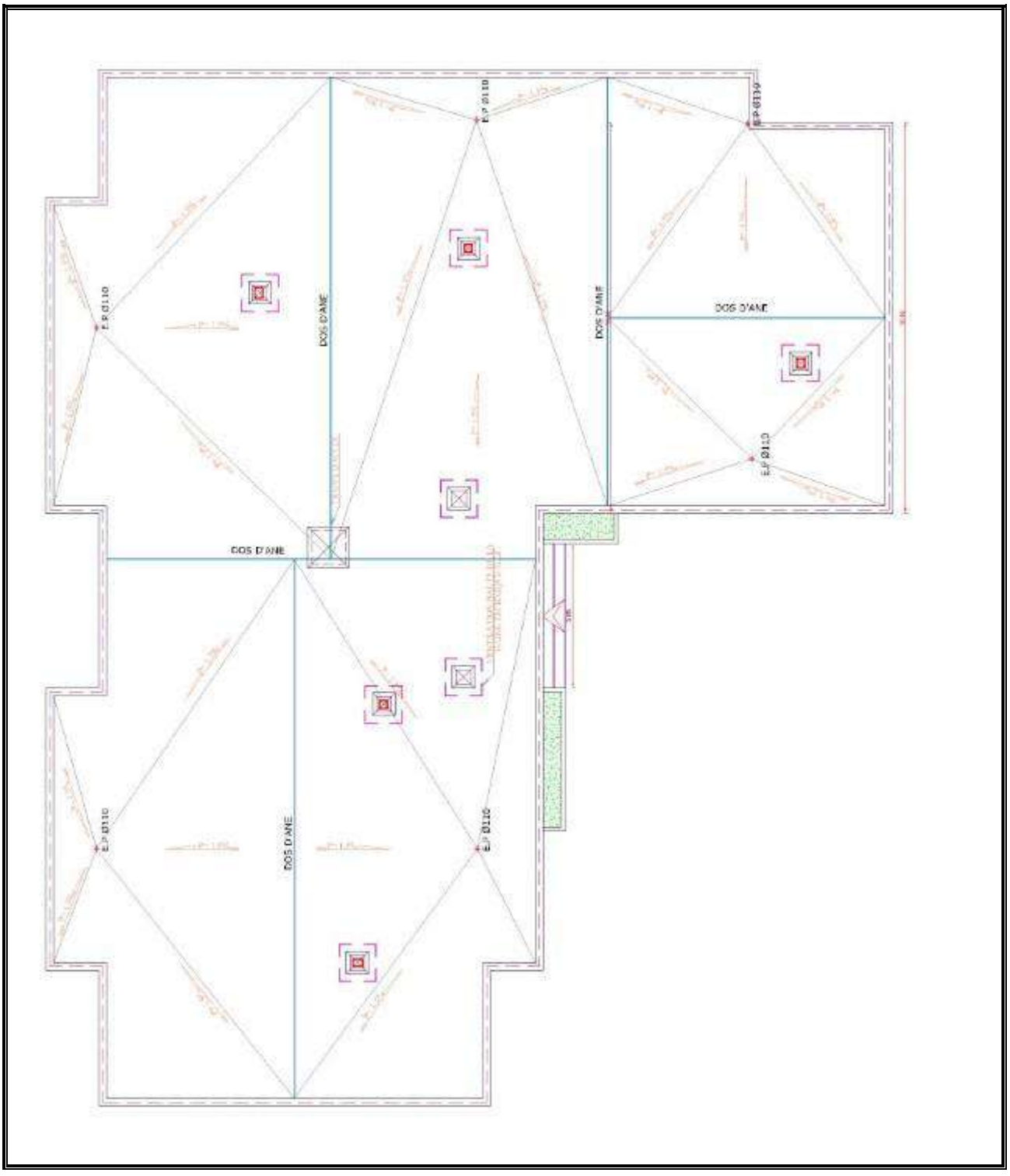
Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont:

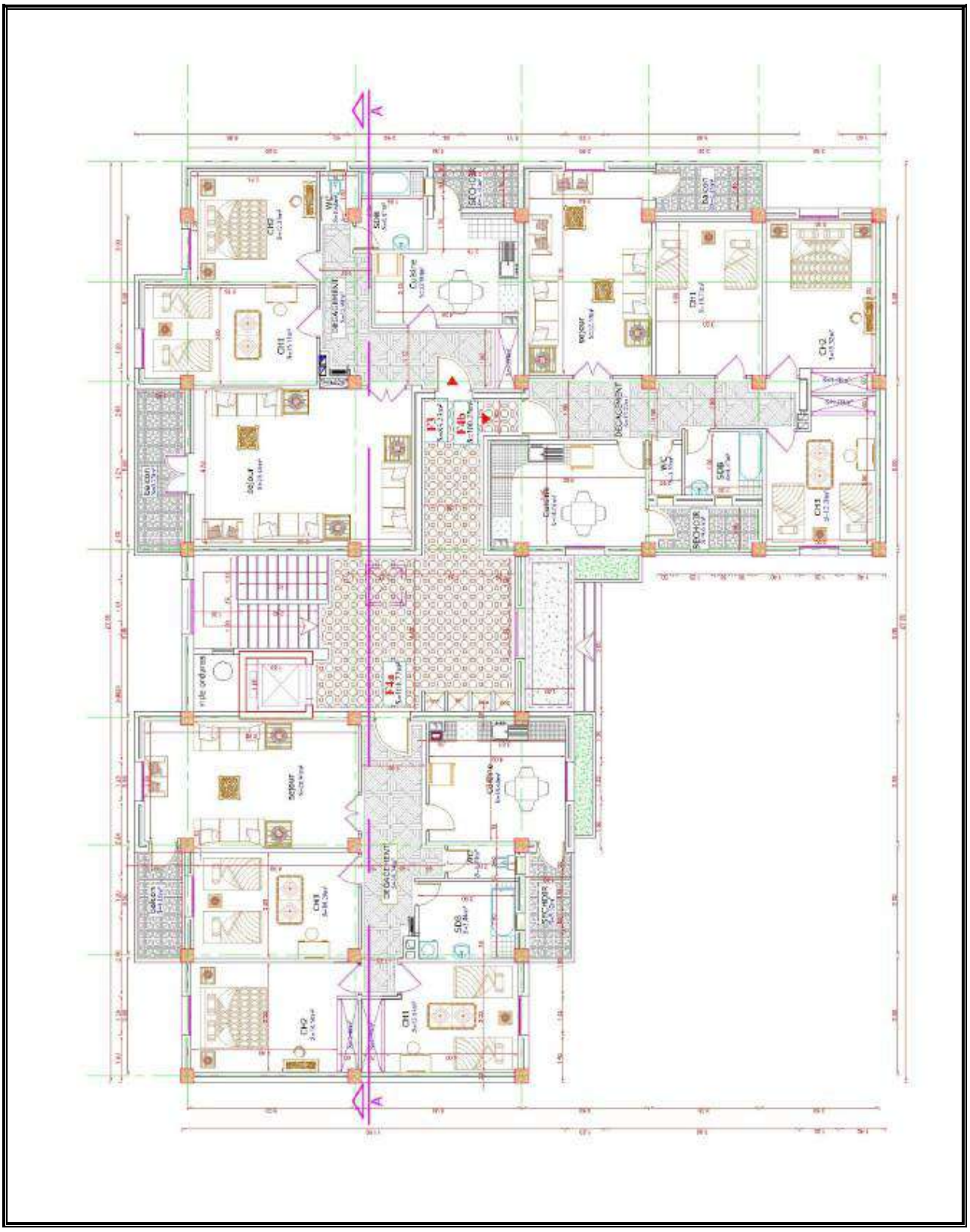
- Largeur en plan 21.23m.
- La longueur en plan 27.55m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 33.14m.
- Hauteur de RDC 4.08m.
- Hauteur d'étage courant 3.23m.

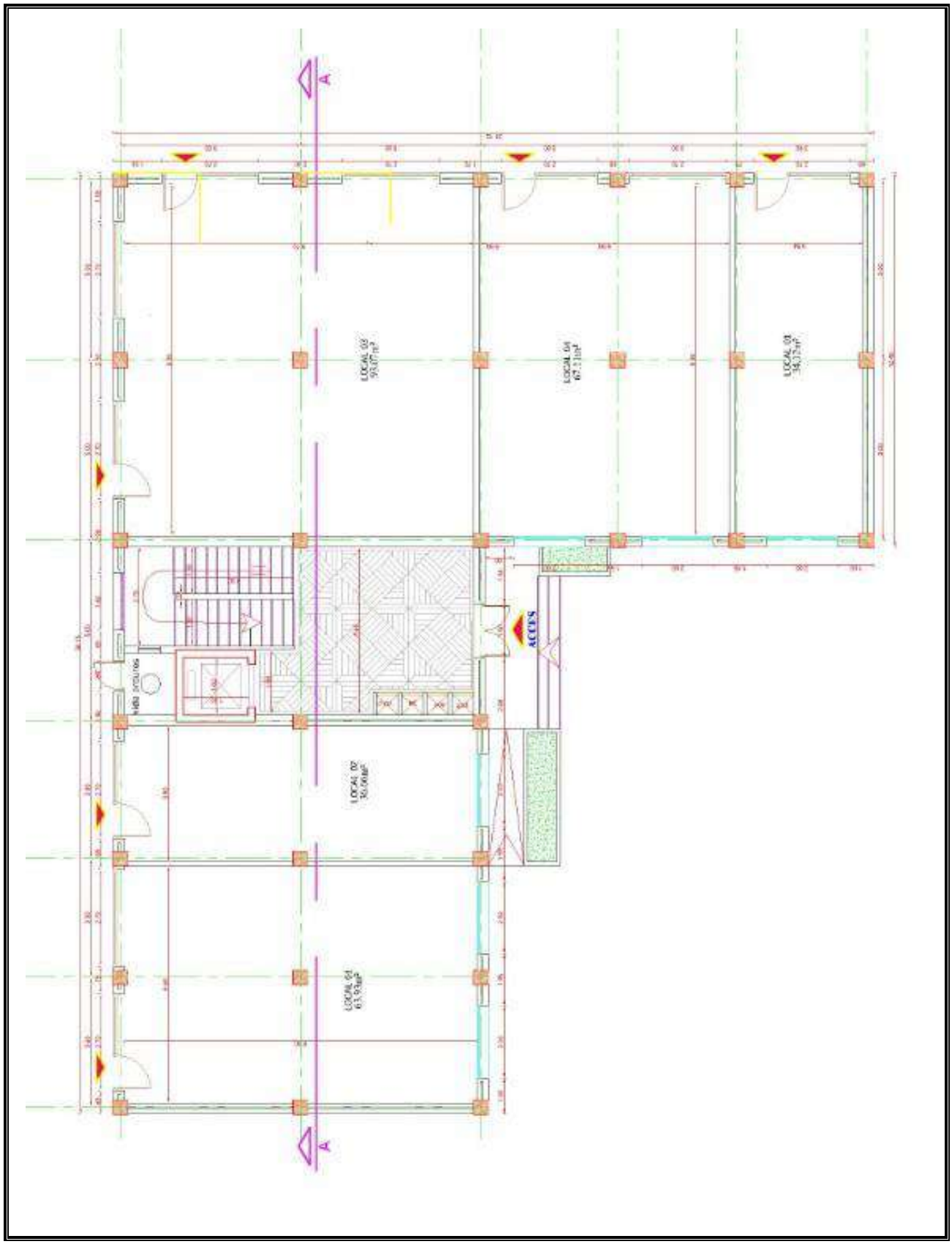
Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme. S2
- Contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}$ = 02 bars.




DOS D'ANE
DOS D'ANE
DOS D'ANE
DOS D'ANE
DOS D'ANE




A
LOCAL 03
97.07m²
LOCAL 04
67.11m²
LOCAL 05
34.72m²
ACCES
LOCAL 02
LOCAL 01
A

I.2.2. SYSTEME DE CONTREVENTEMENT:

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 11m, donc selon le RPA99 Version 2003 il est nécessaire de préconiser un système de contreventement assuré par des voiles.

I.2.3. STRUCTURE:

Notre bâtiment comporte les éléments suivants :

❖ **PLANCHERS :**

Ce sont les éléments horizontaux porteurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à chaque étage. Dans notre ouvrage on a deux (02) types de planchers :

- Plancher à corps creux (20+4) pour le (***R.D.C***) et les étages courants.
- Planches à dalle pleine pour les balcons et les dalles des escaliers.

❖ **ACROTERE :**

Au niveau de la terrasse inaccessible, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en voile de 10 cm d'épaisseur et de 70 cm de hauteur.

❖ **MAÇONNERIE :**

La maçonnerie du bâtiment sera réalisée en briques creuses.

- **Les murs Extérieurs *:*** ils sont constitués de deux rangées de brique creuse séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur (ep total = 25 cm).
- **Les murs Intérieurs *:*** constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

❖ **ESCALIERS *:***

Pour notre bâtiment on a un seul type d'escalier composé de (02) volées, Les marches seront revêtis de carrelage.

❖ **REVETEMENTS *:***

Le revêtement est constitué de :

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

❖ **INFRASTRUCTURE*:***

C'est la partie en contact avec le sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet, les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol obtenu.

I.3. HYPOTHESES DE CALCUL:

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 Mpa.
- La résistance du béton à la traction est : f_{t28} = 2.1 Mpa.
- Le module d'élasticité différé est : E_{vj} = 10818.865 Mpa.
- Le module d'élasticité instantané est : E_{ij} = 32456.595 Mpa.
- La limite élastique de l'acier à Haute adhérence est : f_e = 400 Mpa.

I.4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX:

I.4.1. INTRODUCTION:

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.4.2. LE BETON:

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa ; mais sa résistance à la traction est faible et est de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression.

I.4.2.A. Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

❖ **CIMENT:**

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

❖ **GRANULATS:**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles

- Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- Pierrailles :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage des roches dures (matériaux concassés).

I.4.2.b. Dosage du béton :

Le dosage du béton est lie au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m^3. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

I.4.2.c. Résistances mécaniques du béton :

❖ **RESISTANCE A LA COMPRESSION :**

La résistance caractéristique à la compression du béton $\mathbf{f_{cj}}$ à *j* jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : $fc28$. Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à *j* jours, définies à partir de f_{c28}, par:

- Pour des résistances fc28 ≤ 40MPa :

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{4.76+0.83j} fc28 & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1{,}1\ f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances f_{c28} > 40MPa :

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{1.40+0.95j} fc28 & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

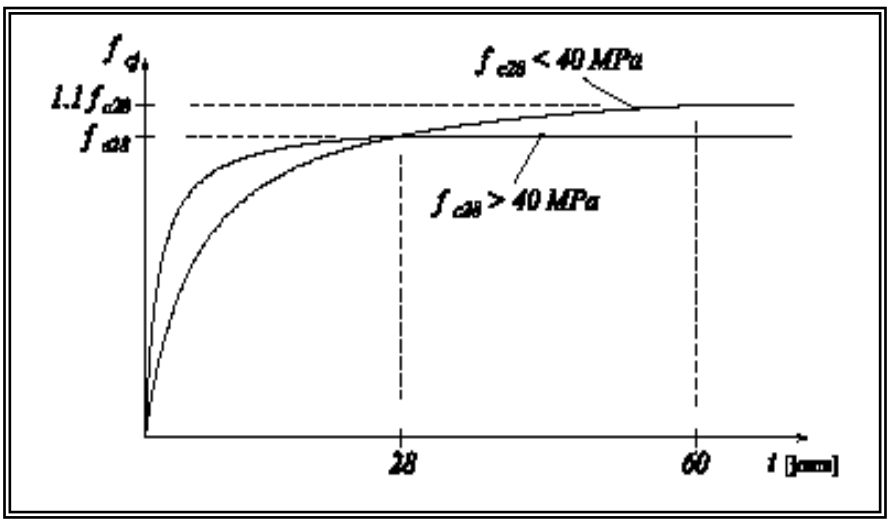


Figure I.1 : Evolution de la résistance du béton fcj en fonction de l'âge du béton.

❖ **RESISTANCE A LA TRACTION :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj}, est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} & \text{si fc28} \le 60\text{Mpa.} \\ f_{tj} = 0{,}275 (f_{cj})^{2/3} & \text{si fc28} > 60\text{Mpa.} \end{cases}$$

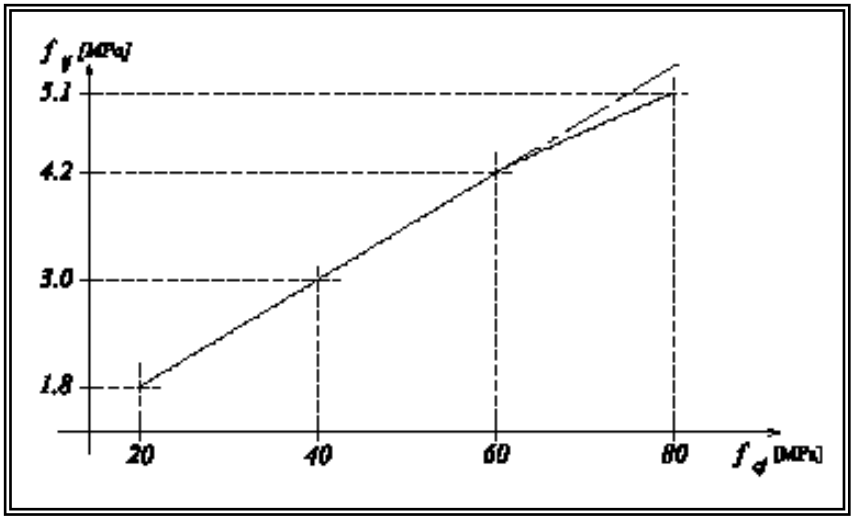


Figure I.2 : Evolution de la résistance du béton à la traction ftj en fonction de celle à la compression fcj.

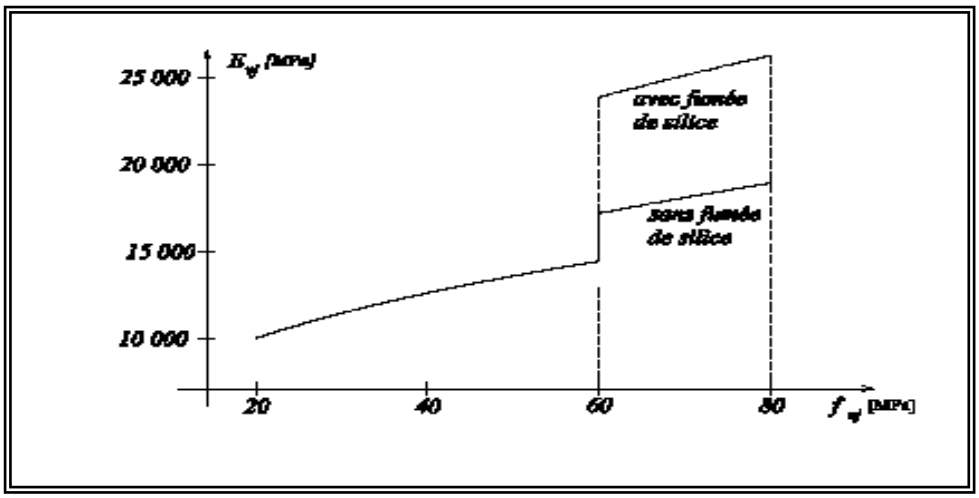
❖ **MODULES DE DEFORMATION LONGITUDINALE :**

Nous distinguons les deux valeurs des modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}. Le module de Young instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module de Young différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentent approximativement deux fois les déformations instantanées. Le module de Young différé est pris égal à trois fois le module instantané :

$E_{ij} = 3E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\begin{cases} E_{vj} = 3\,700\,(f_{cj}^{1/3}) & \text{si } fc28 \leq 60\text{Mpa.} \\ E_{vj} = 4\,400\,(f_{cj}^{1/3}) & \text{si } fc28 > 60\text{Mpa, sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6\,100\,(f_{cj}) & \text{si } fc28 > 60\text{Mpa, avec fumée de silice} \end{cases}$$



FigureI.3: Evolution du module de Young différée Evj en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton fcj.

❖ **COEFFICIENTS DE POISSON :**

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU) et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

❖ **CONTRAINTES LIMITES :**

➢ Contrainte de cisaillement *:*

Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant.

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

τ_u = min (0,1.f_{c28}, 3 MPa). Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 2,5 MPa.

- Fissuration peu nuisible :

τ_u = min (0,13.f_{c28}, 4 MPa). Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 3,25 MPa.

❖ **CONTRAINTE DEFORMATION:**

➢ Contraintes limites à l'ELU « σ_{bc} » *:*

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$$ Avec : f_{c28} = 25 MPA.

- 0,85 **:** coefficient de minoration tient compte de l'altération du béton avec l'acier.

$$\gamma_b : coefficient\ de\ sécurité \begin{cases} 1,5 & situation\ durable \\ 1,15 & situation\ accidentelle \end{cases}$$

- θ =1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;
- θ=0,9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures.
- θ=0,85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

➢ Contraint limite à l'ELS *:*

La contrainte limite de service en compression est donnée par :

σ_{bc} =0,6.f_{c28} (σ_{bc} =15MPa)

❖ **DIAGRAMME CONTRAINTE- DEFORMATION ($\Sigma = F_{(\Xi)}$) :**

➢ Diagramme Parabole – Rectangle *:*

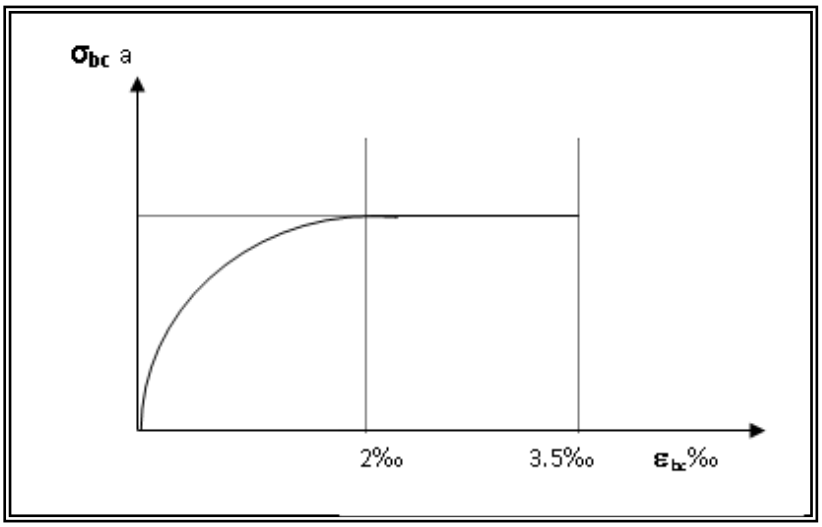


Figure.I.4: Diagramme parabole rectangle contrainte- déformation du béton.

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- fc_j: Résistance caractéristique du béton en compression a -j - jour.
- f_{bu} : Contrainte de calcul pour $2‰ \leq \xi_{bc} \leq 3{,}5‰$
- γ_b : Coefficient de sécurité.
- ξ_{bc} : Déformation du béton en compression.

❖ **DIAGRAMME RECTANGULAIRE :**

- Cas d'emploi *:*

Si la section considérée est partiellement comprimée ; par exemple en flexion simple, en particulier, On utilise le diagramme rectangulaire défini par la figure .I.3.

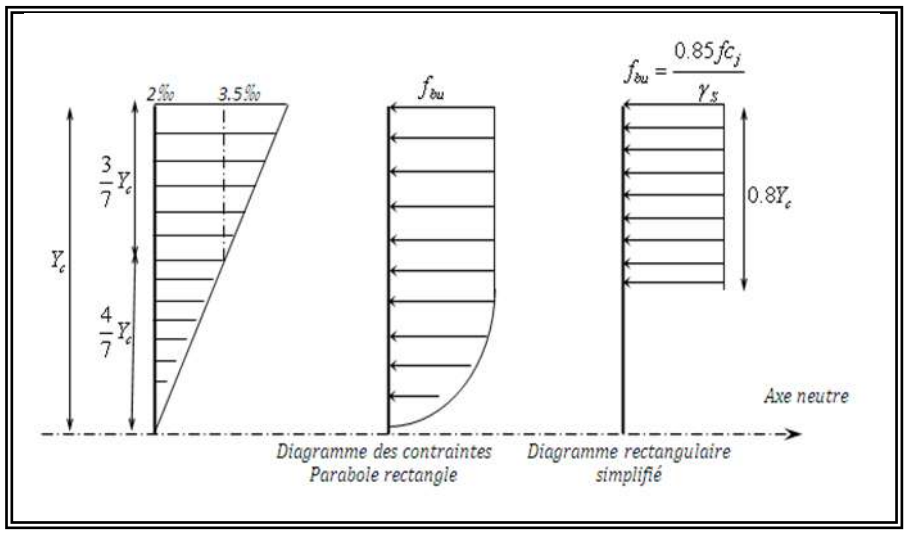


Figure.I.5 : Diagramme rectangulaire contrainte-déformation du béton.

I.4.3. L'ACIER:

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élancements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui attend des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

I.4.3.a. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier. Ce modèle est en fonction de la limite d'élasticité garantie f_e.

La valeur de la limite d'élasticité f_e est garantie par le fournisseur.

Tableau.I.1 : Caractéristiques mécanique des aciers.

type	*Nuance*	*f_e (Mpa)*	*Emploi*
Ronds lisses	*F_eE22* *F_eE24*	*215* *235*	*Emploi courant.* *Epingles de levage des pièces préfabriquées*
Barres HA *Type 1 et 2*	*F_eE40* *F_eE50*	*400* *500*	*Emploi courant.*
Fils tréfiles HA *Type 3*	*F_eTE40* *F_eTE50*	*400* *500*	*Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.*
Fils tréfiles lisses *Type 4*	*TL50 Φ> 6mm* *TL50 $\Phi \leq$ 6mm*	*500* *520*	*Treillis soudés uniquement emploi courant*

I.4.3.b. Contrainte limite :

I.4.3.b.1. Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour le calcul à l'état limite ultime vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit sur la figure I.4. contrainte-déformation.

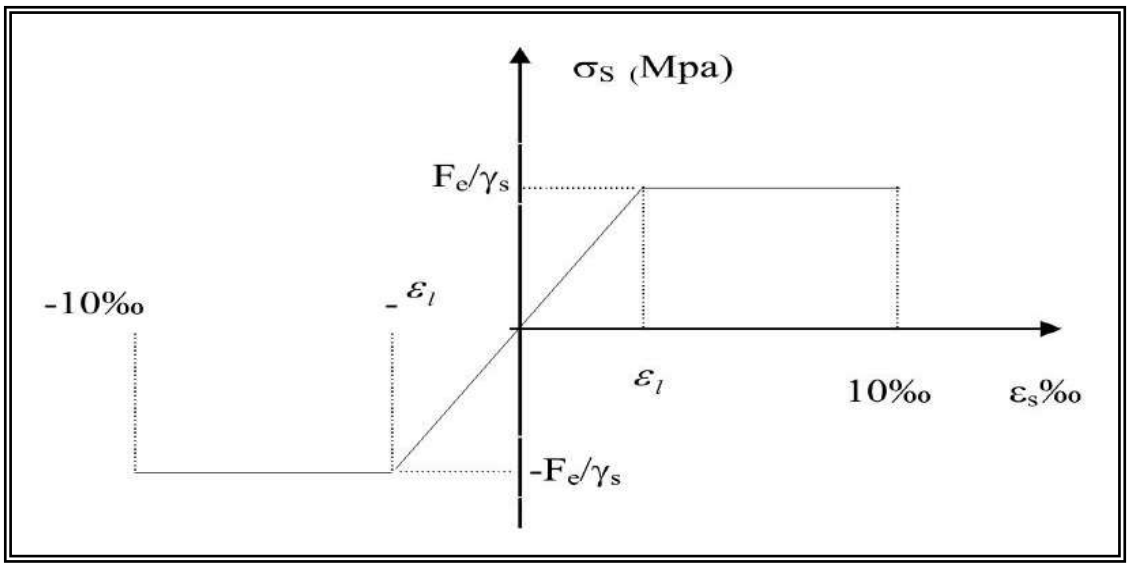


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Pour un acier a haute adhérence ayant fe = 400 MPa :

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$

$\varepsilon_{es} = \sigma_s / Es$ Es=200000 MPa.

γ_s : coefficient de sécurité (=1 cas situation accidentelles; 1.15 cas général)

σ_s=348 Mpa

I.4.3.b.2. Etat limite de service :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_{st}} \leq \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e,\ 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_{st}} \leq \sigma_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e,\ 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$.

η : coefficient de fissuration (η =1 pour les Ronds Lisses (RL), et η= 1.6 pour les Hautes Adhérences (HA)).

CHAPITRE II

PRÉ DIMENSIONNEMENT ET ÉVALUATION DES CHARGES

II. PRE DIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION:

Le pré dimensionnement a pour but "le pré-calcul" des sections des différents éléments résistants de la structure selon les règles techniques algériennes " CBA93 et le RPA 99 ", tout en assurant la sécurité et l'économie de la construction.

II.2. PREDIMENSIONNEMENT DE DALLES :

II.2.1. DALLE PLEINE :

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

Ce type d'éléments travaille essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs)

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

❖ **CRITERE DE RESISTANCE :[2]**

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} \leq ep \leq \frac{L}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{45} \leq ep \leq \frac{L}{40}$

L : représente la plus grande portée de la dalle mesurée à nu d'appuis.

$(L_x/35) \leq ep \leq (L_x/30)$; L = 550cm → 14.28 cm ≤ ep ≤16.60 cm

II.2.1.a. Résistance au feu

- e=7 cm pour une heure de coup de feu.
- e=11 cm pour deux heures de coup de feu.
- e=17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.

On adopte : e =15 cm.

II.2.1.b. Isolation phonique :

Selon les règles techniques « **CBA93** » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **15 cm**

II.2.2. DALLES EN CORPS –CREUX :

$$e \geq \frac{L_x}{22.5} \text{ ……..}$$

Avec L_x : le grand porté

e : l'épaisseur de la dalle corps creux

Pour : L_x= 5 m Donc : e ≥ 22.22 cm

On adopte un plancher de : ***20+4 cm***.

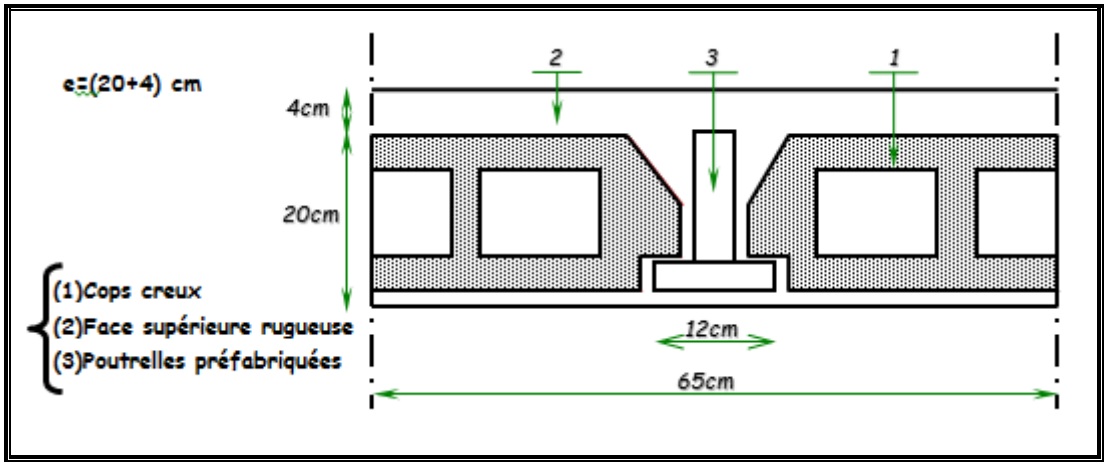


Figure.II.1 :Schéma du plancher.

II.3. ESTIMATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

II.3.1. EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES :

II.3.1.a. Dalles en corps -creux

❖ **PLANCHER TERRASSE :**

Tableau.II.1 : Charge permanente du plancher terrasse.

N	composant	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravillon roulé	0.04	0.72
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	2.2
5	Plaque de liège	0.04	0.16
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Film polyane	-	0.01
8	Planche corps creux	0.20+0.04	3.2
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2
		Total	6.72

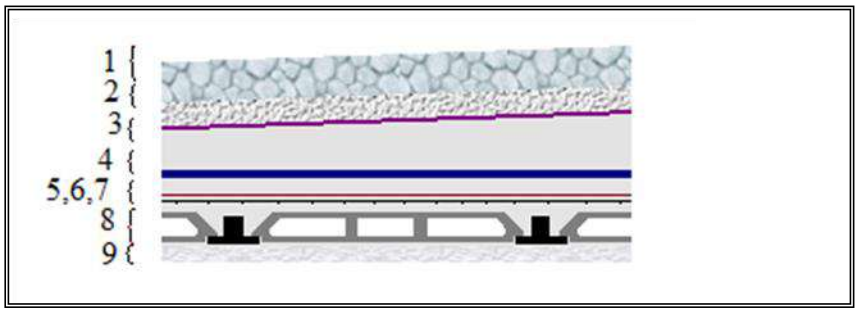


Figure.II.2 : Constituant d'un plancher terrass.

❖ **PLANCHER COURANT :**

Tableau.II.2 : Charge permanente du plancher étage courant.

N°	*composant*	*Epaisseur (m)*	*Poids surfacique (KN/m²)*
1	carrelage	0.02	0.44
2	Lit de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.4
4	Plancher corps creux	0.20+0.04	3.8
5	Enduits de plâtre	0.02	0.2
6	Les murs simples	0.1	1.62
		Total	6.4

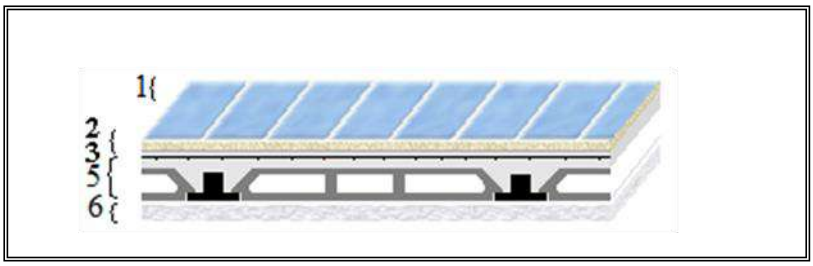


Figure.II.3. Constituant d'un plancher étage courant.

II.3.1.b. Dalle pleine :

❖ **BALCONS DE LA TERRASSE :**

Tableau.II.3 : Charge permanente due aux balcons de la terrasse.

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids surfacique (KN/m²)*
1	Gravillon roulé (25/40)	0,04	0,72
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier Kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,05
6	Liège (isolant thermique)	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Dalle pleine	0,12	3,00
9	Enduit de ciment	0,02	0.36
		Total	G = 6,72

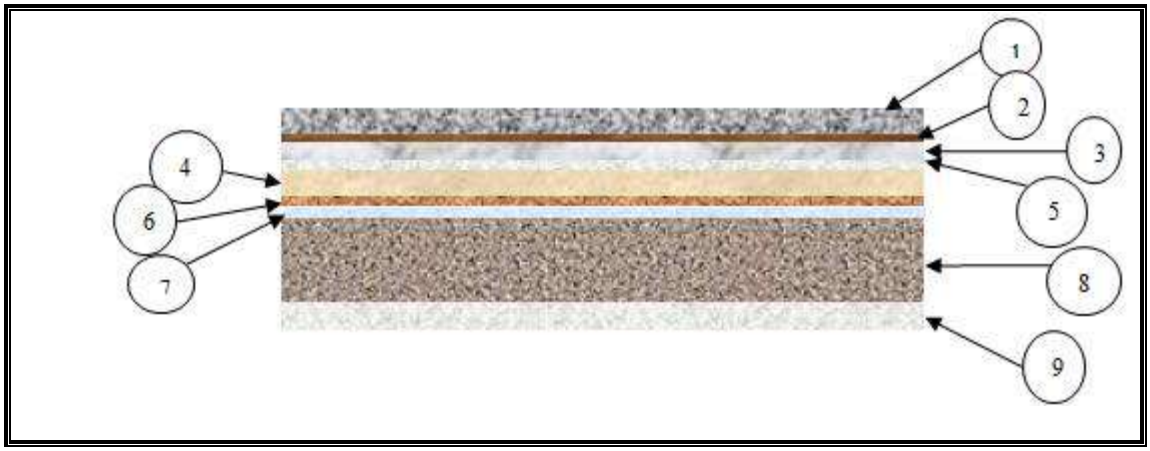


Figure.II.4 : Composants d'un balcon de la terrasse.

❖ **BALCONS DE L'ETAGE :**

Tableau.II.4 : Charge permanente due aux balcons d'étage.

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids surfacique (KN/m²)*
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Dalle pleine	0,15	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	0,36
		Total	G = 5,49

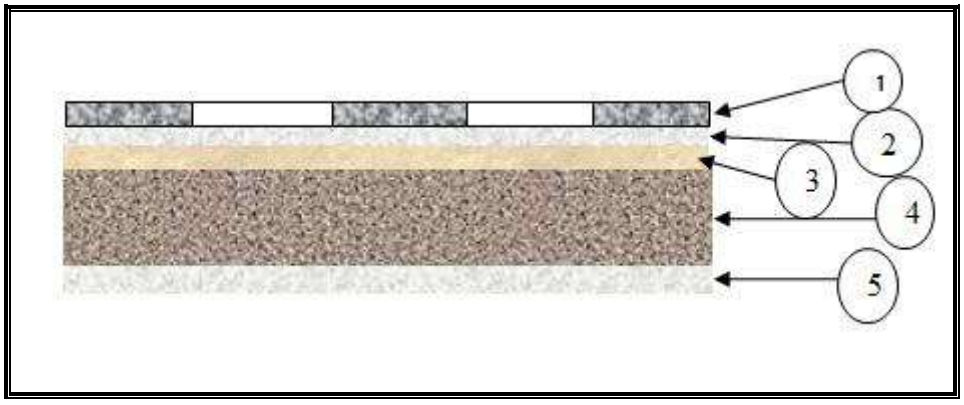


Figure.II.5. Composants d'un balcon de l'étage.

II.3.1.c. Maçonnerie :

❖ **MUR EXTERIEUR A DOUBLE CLOISON :**

Tableau.II.5 : charge permanente du mur extérieur.

N°	composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit n plâtre	0,02	10	0, 2
2	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
3	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
4	Lame d'aire	0,05	-	-
5	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
			Total	2,52

❖ **MUR INTERIEUR SIMPLE CLOISON :**

Tableau.II.6 : charge permanente du mur intérieur.

N°	composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques ($KN/m^{3)}$	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	90	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Total	**1,62**

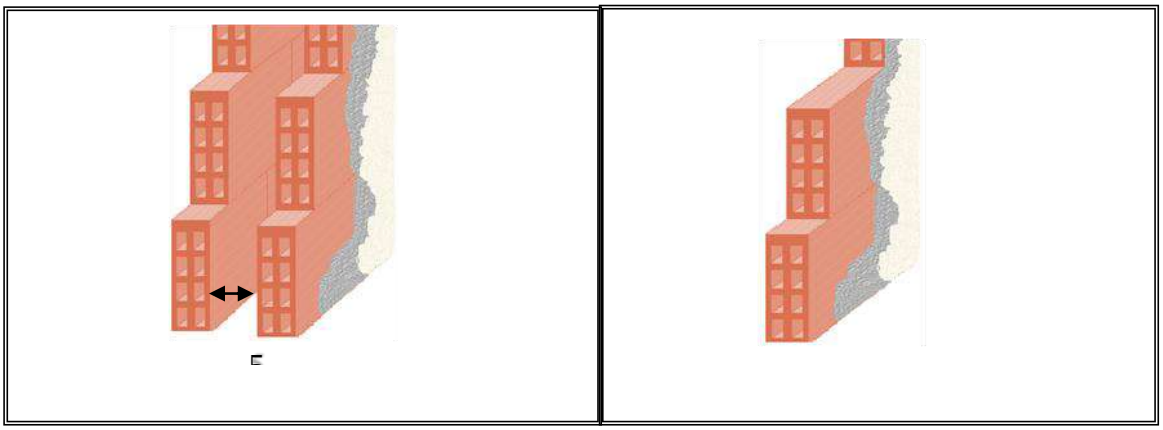


Figure.II.6 : Mur double cloison.

Figure.II.7 : Mur simple cloison.

II.3.2. LES SURCHARGES D'EXPLOITATIONS :

Vu la nature des planchers et leurs usages, on distingue les charges d'exploitations suivantes :

Acrotère	q = 1,0 kN/ml
Plancher terrasse (inaccessible)	q = 1,0 kN/m^2
Plancher courant (habitation)	q = 1,5 kN/m^2
Plancher RDC (commerce)	q = 5,0 kN/m^2
Escaliers	q = 2,5 kN/m^2
Balcon	q = 3,5 kN/m^2

II.4. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES

II.4.1. INTRODUCTION :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL. Les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien. Elles doivent vérifier aussi la rigidité qui s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux.

II.4.1.a. .Etapes de pré dimensionnement :

II.4.1.a.1. dimensions minimale

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur b de la poutre 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

Selon le [1] ►►[Art 7.5.1]◄◄

Pour la zone III

La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30$ cm .

La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20$ cm .

Le rapport hauteur largeur doit être : $h/b \leq 4$.

- $b_{max} \leq 1{,}5h + b_1$

II.4.1.b. .Les poutres principales:

❖ **CONDITIONS DE LA RESISTANCE :**

L_{max} = 505 cm⟶ 33.66 cm ≤ h ≤ 50.5cm.

13.5cm ≤ b ≤ 31.5 cm.

Pour la portée de L = 505 cm : on adopte : h = 45cm, b = 35 cm.

❖ **VERIFICATION SELON [1] ►►[ART 7.5.1]◄◄ :**

h = 45 cm ≥ 30cm. (c.v)

b = 35 cm ≥ 20 cm. (c.v)

$\frac{h}{b} = 1,28 \leq 4$ (c.v)

$b_{max} = 30\,cm \leq 1,5 \times 45 + 35 = 102.5\,cm$ (c.v)

❖ **CONDITION DE LA RIGIDITE :**

$\frac{h}{L} = 0,089 \geq \frac{1}{16} = 0,06$ (c.v)

Donc on prend : (b × h) = (35 ×45) cm².

II.4.1.c. Les poutres secondaires:

❖ **CONDITIONS DE LA RESISTANCE :**

L_{max} = 500 cm → 33.33 cm ≤ h ≤ 50cm

15cm ≤ b ≤ 35 cm

Pour la portée de L = 500 cm : on adopte : h = 35cm, b = 35 cm.

❖ **VERIFICATION SELON [1] ►►[ART 7.5.1]◄◄:**

- h = 40cm ≥ 30cm. (c.v)
- b = 35 cm ≥ 20 cm. (c.v)
- $\frac{h}{b} = 1 \leq 4$ (c.v)
- $b_{max} = 30\,cm \leq 1,5 \times 35 + 35 = 87,5\,cm$ (c.v)

❖ **CONDITION DE LA RIGIDITE :**

$\frac{h}{L} = 0,07 \geq \frac{1}{16} = 0,06$ (c.v)

Donc on prend : (b x h) = (35 x 40) cm².

On conclut Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, on adopte les sections des poutres porteuses et non porteuses: (35×45) et (35×40) cm²respectivement.

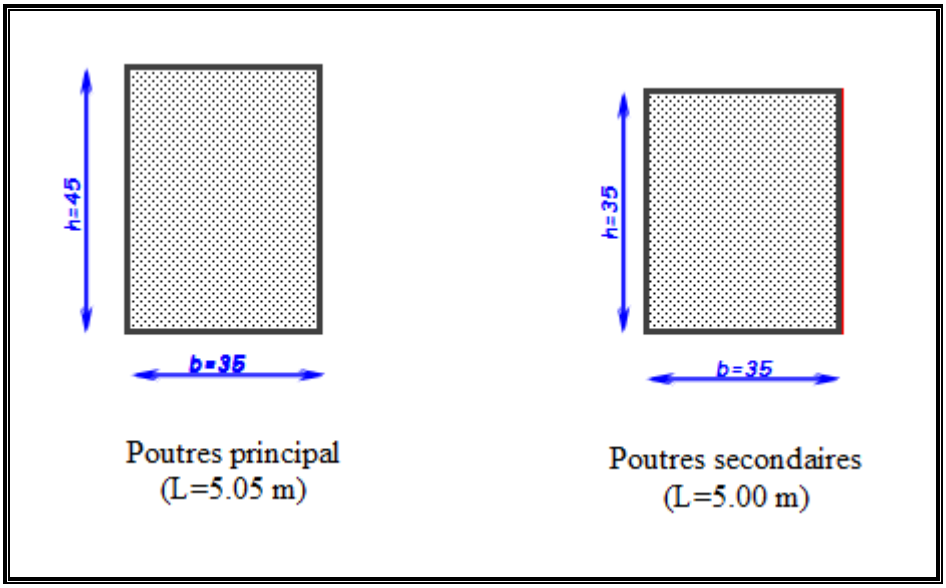


Figure.II.8: Schéma des poutres.

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la décente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devient:(Nu=1,1Nu).

❖ **ÉTAPES DE PRE DIMENSIONNEMENT :**

- choix du poteau le plus sollicité.
- calcul de la surface reprise par le poteau.
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du (Art.7.4.1: [1])

II.5.1. CHOIX DU POTEAU LE PLUS SOLLICITE : SELON LE PLAN

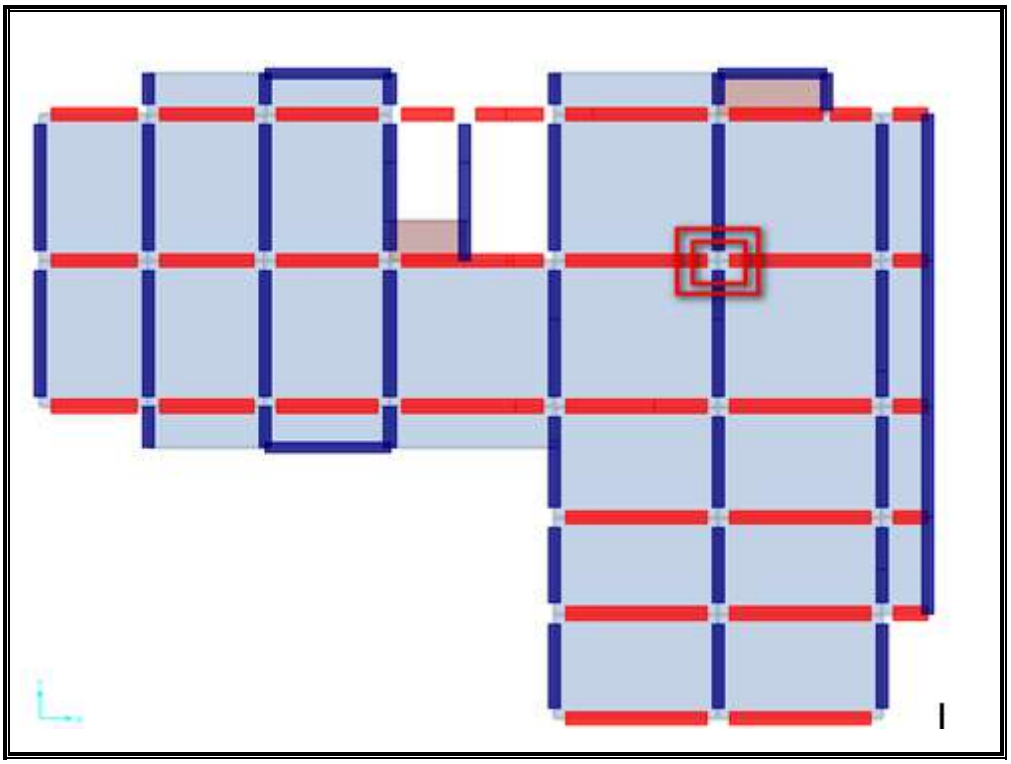


Figure.II.9 : Schéma du Choix du poteau le plus sollicité.

II.5.2. DIMENSIONS DES POTEAUX:

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du [1] ►► [Art 7.4.1] ◄◄.

- $Min(b_1,h_1) \geq 30\,cm$: zone III
- $Min(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tableau.II.7 : Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		*9ème*	*8ème*	*7ème*	*6ème*	*5ème*	*4ème*	*3ème*	*2ème*	*1ème*	*RDC*
Dimension du poteau	h (cm)	40	40	45	45	45	50	50	50	55	55
	b (cm)	40	40	45	45	45	50	50	50	55	55

II.5.3. CALCUL DE L'EFFORT $\overline{Nu}$:

Pour des poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 %

$$N_{ultime} \leq \alpha \times \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

A_s: section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul $A_s = \frac{B}{1000}$;

Br : section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur toute sa périphérie;

Br = (b-2 cm)×(h-2 cm).

α : coefficient

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

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad \text{(section rectangulaire)}$$

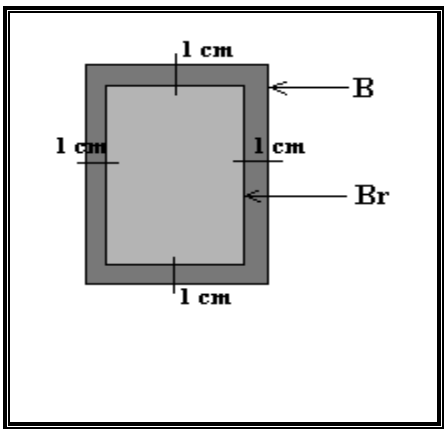


Figure.II.10 : Section réduite du poteau.

Tableau.II.8: Calcule de $\bar{N}$.

les étages	*poteaux*	*Br (m²)*	*A (cm²)*	*L*	*Lf*	*λ*	*α*	$\overline{Nu}$ *(KN)*
9	40	1444	1.6	3.23	2.26	19.581	0.800	2183.580
8	45	1849	2.025	3.23	2.26	19.581	0.800	2183.580
7	45	1849	2.025	3.23	2.26	17.405	0.810	2830.344
6	50	2304	2.5	3.23	2.26	17.405	0.810	2830.344
5	50	2304	2.5	3.23	2.26	17.405	0.810	2830.3446
4	55	2809	3.025	3.23	2.26	15.665	0.817	3558.036
3	55	2809	3.025	3.23	2.26	15.665	0.817	3558.036
2	60	3364	3.6	3.23	2.26	15.665	0.817	3558.036
1	60	3364	3.6	3.23	2.26	14.241	0.823	4366.438
RDC	65	3969	4.225	4.08	2.85	17.988	0.807	4284.657

II.5.4. LA SURFACE REPRISE PAR LE POTEAU :

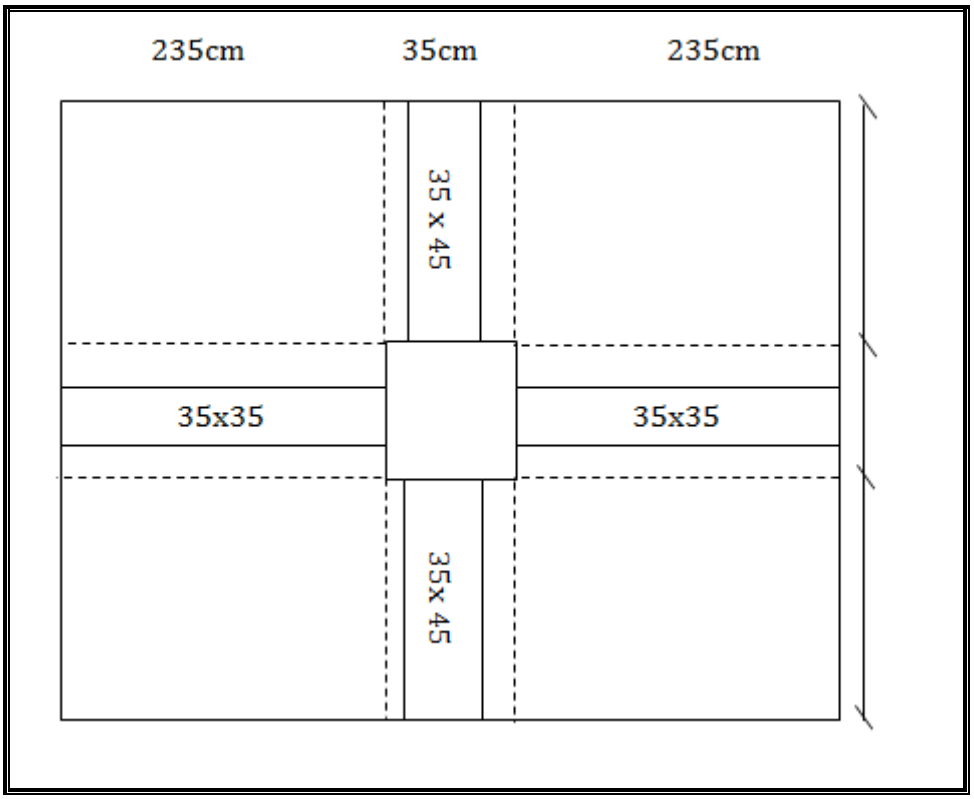


Figure.II.11 : schéma de la surface reprise par le poteau.

II.5.5. DESCENTE DES CHARGES:

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

II.5.5.a. .Charges d'exploitation :

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

- ✓ $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)$
- ✓ $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times \sum_{i=1}^{5} Q_i$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_1, Q_2, \ldots\ldots, Q_n$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

❖ **LOI DE DEGRESSION DES CHARGES Q :**

Plancher terrasse : Q_0

Plancher 8ème étage : Q_0+Q_1

Plancher 7ème étage : $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$

Plancher 6ème étage : $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$

Plancher 5ème étage : Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4).

Plancher n étage $Q0 + \frac{3+n}{2n}(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + \ldots\ldots Qn)$

Tableau.II.9 :Calcule de Q_{cum}.

	Q	*poteaux*	*Poutre.p*	*Poutre .s*	*Surface (m²)*	*Q cum (KN/m)*
Terrasse	1	40	35	35	24.81	24.81
8eme	2.5	40	35	35	24.81	62.02
7eme	3.85	45	35	35	24.77	95.35
6ème	5.05	45	35	35	24.77	125.07
5ème	6.1	45	35	35	24.77	151.07
4ème	7	50	35	35	24.72	173.03
3ème	7.75	50	35	35	24.72	191.57
2ème	8.35	50	35	35	24.72	206.40
1er	8.8	55	35	35	24.67	217.06
RDC	9.1	55	35	35	24.67	224.46

II.5.5.b. Charges permanentes et $\overline{Nu}$:

Tableau.II.10: Vérifications du ($1,1.Nu \leq \overline{Nu}$)

les étages	types des chargrs	G (KN)	la somme des charge	G cum (KN)	Qcum (KN)	Nu	1,1*Nu	$\bar{N}u$	$1,1*Nu<\bar{N}u$
Etage9	G plancher	166.71	209.16	209.16	24.81	310.8636	341.95	2183.58	vérifier
	G pp	15.75							
	G ps	13.78							
	G pot	12.92							
etage8	G plancher	158.5	204.38	413.54	61.915	638.34	702.17	2183.58	vérifier
	G pp	15.75							
	G ps	13.78							
	G pot	16.35							
etage7	G plancher	158.5	204.38	617.92	95.3491	964.25	1060.67	2830.34	vérifier
	G pp	15.75							
	G ps	13.78							
	G pot	16.35							
etage6	G plancher	158.2	207.92	825.84	124.88	1284.75	1413.22	2830.34	vérifier
	G pp	15.75							
	G ps	13.78							
	G pot	20.19							
etage5	G plancher	158.2	207.92	1033.76	150.78	1599.68	1759.64	2830.34	vérifier
	G pp	15.75							
	G ps	13.78							
	G pot	20.19							
etage4	G plancher	157.86	211.82	1245.58	172.662	1913.30	2104.63	3558.04	vérifier
	G pp	15.75							
	G ps	13.78							
	G pot	24.43							
etage3	G plancher	157.86	211.82	1457.4	191.162	2221.80	2443.98	3558.04	vérifier
	G pp	15.75							
	G ps	13.78							
	G pot	24.43							
etage2	G plancher	157.49	216.09	1673.49	205.481	2524.73	2777.20	3558.04	vérifier
	G pp	15.75							
	G ps	13.78							
	G pot	29.07							
etage1	G plancher	157.49	216.18	1889.67	216.555	2831.02	3114.12	4366.44	vérifier
	G pp	15.75							
	G ps	13.87							
	G pot	29.07							
etag rdc	G plancher	157.09	220.74	2110.41	223.369	3115.93	3427.52	4284.66	vérifier
	G pp	15.75							
	G ps	13.78							
	G pot	34.12							

II.5.6. VERIFICATION SELON LE RPA99V2003 :

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

Tableau.II.11 : Vérifications de coffrage des poteaux.

Condition à vérifier	*Application de condition*	*Vérification*
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 40cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h) ≥ h_e /20	Min (b, h) =40 cm≥ (he/20) = (3,23 - 0,40)/20=14,15 cm	Oui
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

II.5.7. VERIFICATION AUX ZONES NODALES:

Il nous reste à vérifier selon [1] ►►[Art 7.5.1]◄◄ :

- ✓ $b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$
- ✓ $d \leq \text{Max}\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau.II.12 : Vérification aux zones nodales.

b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	$Max\ (b_1/2;h_1/2)$	$d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$
35	55	55	Oui	15	27.5	Oui
35	55	55	Oui	15	27.5	Oui

II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES:

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ayant pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

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

[1]►►*[Art 7.7.1]*◄◄, exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

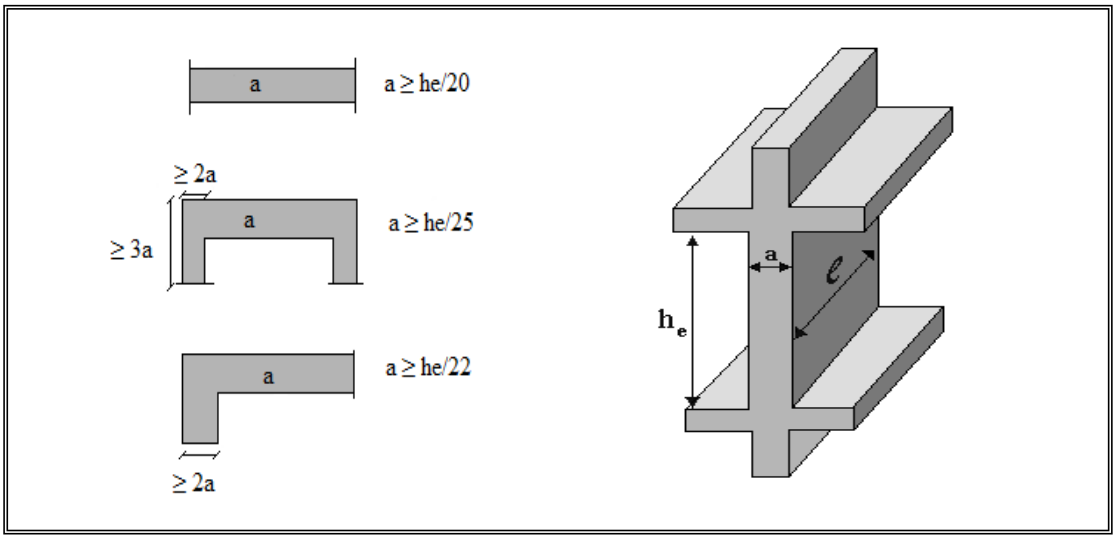


Figure.II.12 :Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

$$a \geq Max\left\{15cm; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{20}\right\}$$

Tableau.II.13 : Pré dimensionnement des voiles

Niveau	*h_e (cm)*	*a (cm)*
1er au 9eme	299	18
RDC	384	20

II.7. LOCAL D'ASCENSEUR :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement par sa cabine et sa machinerie.

- - Poids de la cabine vide : $P_c=28,5KN$
- - Charge d'exploitation (pour notre cas de 10 personnes) *:* $P_e=7,50KN$
- - Vitesse de l'ascenseur : $V=1m/s$

❖ **DALLE DU LOCAL MACHINERIE :**

La dalle du local machinerie est soumise à un chargement plus important à celui des autres dalles, car en plus de son poids propre elle prend le poids de l'ascenseur (poids de la cabine, poids du contre poids, …etc.).

CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III. ÉLEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'ACROTERE :

III.1.1. INTRODUCTION :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures.

III.1.2. PRINCIPE DE CALCUL:

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

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

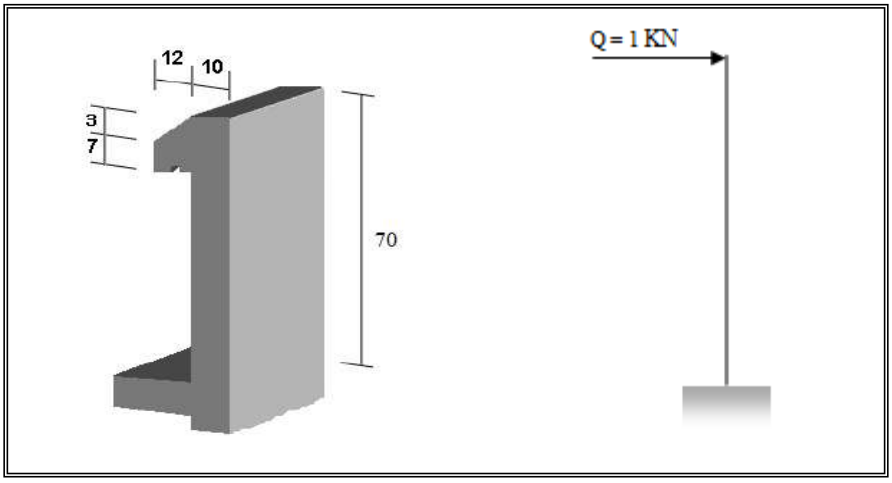


Figure.III.1. L'acrotère.

III.1.3. ÉVALUATION DES CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGES D'EXPLOITATION:

Tableau III.1 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère.

Charge Permanente
Poids propre : [(0,70.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0,03)/2)].25=2,005 KN
Charge d'exploitation
Q = 1 KN

III.1.4. DETERMINATION DES EFFORTS:

Tableau.III.2. Les efforts sur acrotère.

L'E.L.U	
L'effort normal :	N_U =1,35.G = 1,35×2,005 =2,706 KN
Moment d'encastrement :	M_U =1,5.Q.h = 1,5×1×0,7= 1,050 KN.m
L'effort tranchant :	T_U =1,5.Q = 1,5×1 = 1, 500 KN.
L'E.L.S	
L'effort normal :	Nser = G = 2,005 KN
Moment d'encastrement :	Mser = Q. h =1×0,7= 0,7 KN.m
L'effort tranchant :	Tser = Q =1 KN

III.1.5. CALCUL DE FERRAILLAGE:

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100×10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Tableau.III.3 : Dimensions et caractéristiques des matériaux.

Dimensions			*Résistances caractéristiques*		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	Cm	fc_{28}	25	MPa
h	10	Cm	FeE	400	MPa
C_1	2,5	Cm	Sollicitations		
C_2	2,5	Cm	Notations	Valeurs	Unités
Longueur de flambement			Nu	2,706	KN
Notations	Valeurs	Unités	Mu	1,050	KN.m
L_0	0,65	M	Nser	2,005	KN
L_f	1,40	M	Mser	0,700	KN.m

III.1.5.a. Etat Limite Ultime:

❖ **CALCUL DE L'EXCENTRICITE:**

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,05}{2,706} \Rightarrow \quad e_0 = 38,80$ cm

Où l'enrobage est: c= c1 = 2,5 cm

On a e_0=38,80 cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5cm$

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

❖ **CALCUL DU MOMENT DE FLEXION :**

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

e = e0 + (h/2-c) $\Rightarrow$ e = 41,30 cm.

M1 = Nu × e $\Rightarrow$ M1 = 1,117 KN.m.

❖ **CALCUL DES ARMATURES VERTICALES :**

Le calcul se fera en flexion simple à l'état limite ultime:

Mu =M1=1,117 KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_{bc}.b \cdot d^2}$$

μ= 0,013 < μl = 0,392 $\Rightarrow$ A' = 0.

Donc : ß = 0,993 (tab).

$$A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow \text{A} = 43,09 \text{ mm}^2$$

N : effort de compression, alors : $A2 = A - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow$ A = 0,43 cm²

Et A' = A1 $\Rightarrow$ A' = 0

Donc: $A_2 = 0,43 cm^2$
$A_1 = 0 cm^2$

✓ **Condition de non fragilité:**

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

Donc : A = Amin = 1,00 cm²

On adoptera : A2 = 4HA8 =2,01cm²

❖ **ARMATURES DE REPARTITION:**

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0{,}50 \leq Ar \leq 1{,}00$

Donc, on prendra : Ar = 3 HA 8 = 1,50 cm²

❖ **ESPACEMENT:**

$S_t = \frac{100}{4} = 25cm \leq$ S_{min} = min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm (cv)

$S_{tr} = \frac{100}{3} = 33cm \leq$ S_{min} = min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm (cv)

III.1.5.b. Vérification à l'état limite de service:

Données : N_{ser} = 2,005 KN.

M_{ser} = 0,7KN.

❖ **CALCUL DE L'EXCENTRICITE:**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.7 \times 10^2}{2.005} = 35{,}00\,cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2{,}5 = 2{,}5\,cm \quad \leq e_0 = 35{,}00cm$

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

Où: Bo = b.h+ 15 (A1 + A2) $\Rightarrow$ Bo = 1030, 15 cm².

$\upsilon 1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A1\,c + A2\,d)] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}073$ cm.

$\upsilon 2 = h - \upsilon 1 \Rightarrow \upsilon 2 = 4{,}926$ cm.

$I = \frac{b}{3}(\upsilon 1^{\,3} + \upsilon 2^{\,3)} + 15\,[A1\,(\upsilon 1 - c1)^{\,2} + A2\,(\upsilon 2 - c'2)^2] \Rightarrow I = 8513.68\ cm^4$.

Alors: $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm. Donc :

M'G = N_{ser} .CG'

CG'= CG+GG'= CG + (υ1 – (h/2))= e0– (h/2-c) + (υ1 – (h/2))=32,573cm.

CG'=32,573> $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

Où $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

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

❖ **DETERMINATION DE y_1 :**

Pour déterminer y1, il faut résoudre l'équation suivante:

$y2^3 + py2 + q = 0$……."*"

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

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -36,30 cm < 0".

$p = -3873,53 cm^2$

$q = 92093,84 cm^3$

D'où l'équation (*) devient : $y2^3 + (-3873,53)\, y2 + 92093,84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -12,89x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases}\cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,992 \Rightarrow \varphi = 172°,96 \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 71,865 cm\end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases}a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 38,45 cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -71,80 cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 33,35 cm\end{cases}$

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

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

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

Finalement, on trouve :

$y_{2'}$ = 38,45 cm

y_2'' = -71,80 cm rejetée comme valeur (< 0)

y_2''' = 33.35 cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors : $0 < y_1 = 38,45 + (-36,30) = 2,15\ cm < d = 7,5\ cm$

Donc on prend : $y_2 = 38,45$ cm.

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

$$S_{xx'} = 69,82 cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{2005}{69822} = 0,028 N/mm^3$$

$$\sigma_b = K y_1 = 0,028 \times 21,5 = 0,602 MPa < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0,028 \times (75 - 21,5) = 22,47 MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 266,67 MPa ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201,633 MPa\right] = 201,633 MPa$$

$$\sigma_s = 22,47 MPa < \bar{\sigma}_s = 201,633 MPa$$

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

III.1.6. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT:

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

$$T = V_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 1,5 - \frac{1,05}{0,9 \cdot 0,075} \Rightarrow T = -14,05 < 0$$

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

III.1.7. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DU BETON:

On doit vérifier que: $\tau u \leq \bar{\tau}$ telles que:

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

Et : $\bar{\tau}$ = min [0,15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa] = 2,5 MPa (fissuration préjudiciable)

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

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

III.1.8. VERIFICATION DE L'ACROTERE AU SEISME:

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante: $Fp = 4.A.C_p.W_p$ *Art.6.2.3: [1]*.

A: coefficient d'accélération.

A = 0,25 *[*Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2 , zone III)].

C_p: facteur de force horizontal.

C_p = 0,8 (*[1]. tab. 6.1*).

W_p: poids propre de l'élément.

W_p= 2,005 KN.

D'où alors : Fp = 4 x 0,25 x 0,8 x 2,005⇒ Fp = 1,604KN >1,5Q = 1,5KN (c.n.v)

La condition de RPA n'est pas vérifiée, on choisit d'augmentes la charge d'exploitation Q

Si : $Q \geq 1{,}1\ KN \longrightarrow Q = 1{,}2\ KN$

On fait tous les calculs de l'acrotère en flexion composée à l'ELU et la vérification des contraints à l'ELS.

Résultats de calcul :

A =4T8.

Ar=3T8.

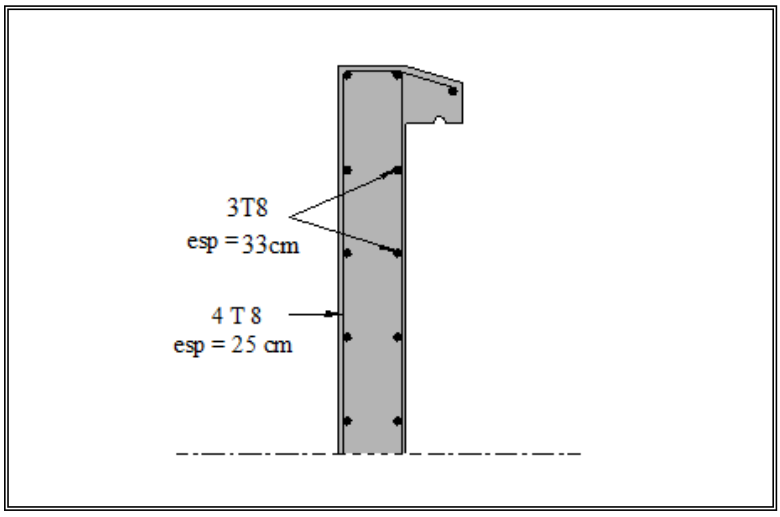


Figure.III.2 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. PLANCHERS A CORPS CREUX :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1. LA DALLE DE COMPRESSION:

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

- La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :
  - ✓ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

    $a1 \leq 20$ cm
  - ✓ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

    $a2 \leq 33$ cm
  - ✓ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{fe} \qquad si \quad L \leq 50cm$$

$$A_{\perp} \geq 0,02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} \qquad si \ 50 \leq L \leq 80cm$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- Fe : nuance de l'acier FeE520 (Fe=520)

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m

- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow A_{\perp} \geq 0,02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} = 0,5cm^2/ml$$

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

$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0{,}25 cm^2/ml$.

On choisira: $A^{\perp}$ = 5 φ 5 = 0,98 cm², esp = 20 cm.

A// = 4 φ 5= 0,78 cm², esp = 25 cm.

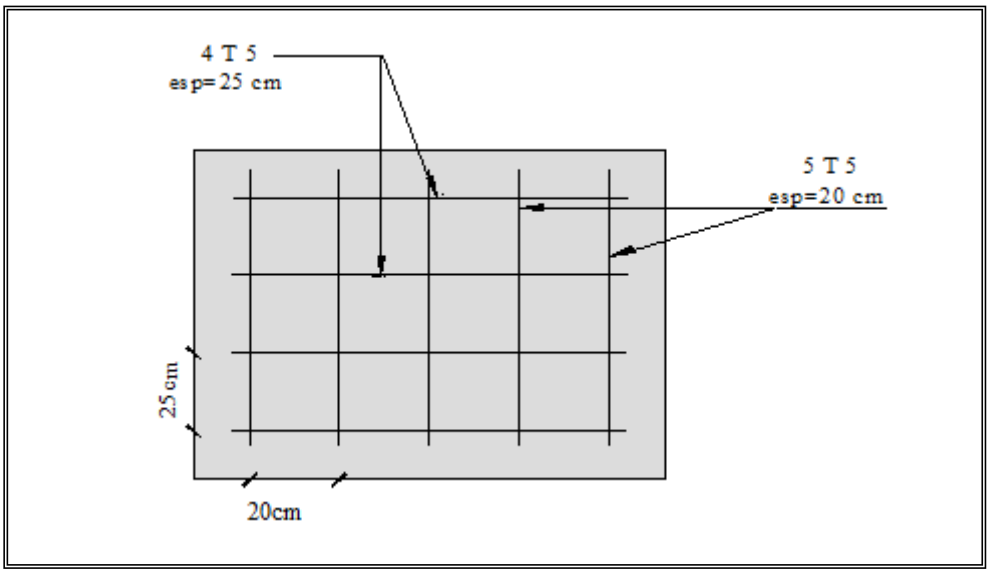


Figure.III.3 : Disposition des armatures de la table de compression.

III.2.2. LES POUTRELLES :

III.2.2.a. Dimensionnement des poutrelles:

h_0= 5 cm, h = 20cm

b_0 = (0.3÷0.4) h = (0.3÷0.4)25 = (6÷8) cm

Pour des considérations d'exécution, on prend b0 =12 cm,

b_1 =min (l/10= 390/10=39cm, (60-12)/2=24cm)

Soit b_1 = 24cm et b = 2b1+b0 $\Rightarrow$ b = 65 cm

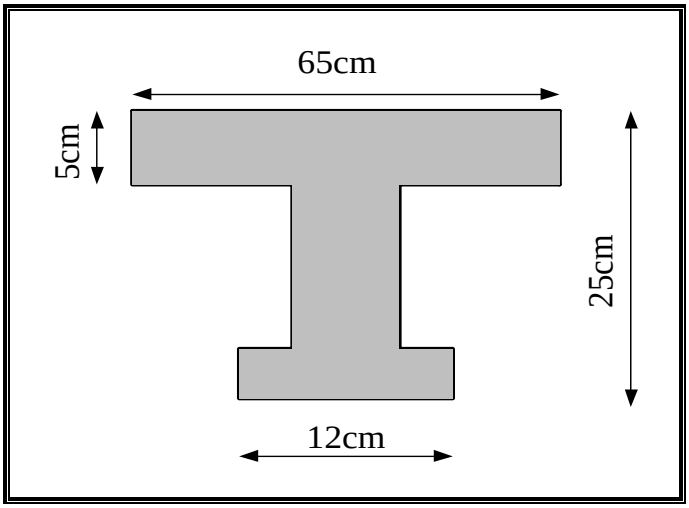


Figure III.4 : pré dimensionnement des poutrelles.

III.2.2.b. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi-encastrée aux poutres de rive.

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

- ✓ Avant coulage.
- ✓ Après coulage.

III.2.2.b.1. Calcul avant coulage:

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

❖ **CALCUL DES CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGES D'EXPLOITATION:**

➢ ***Charge d'exploitation :***

Q= Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 KN/ ml de portée]

Q=Max [1KN ; 0.5*5]=2.5KN

Tableau.III.4 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

La travée L (m)	*Q (KN)*	*G (KN/ml)*	
5	2.5	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0,12×0,04×25 = 0,12	0,65×1 = 0,65
		0,77	

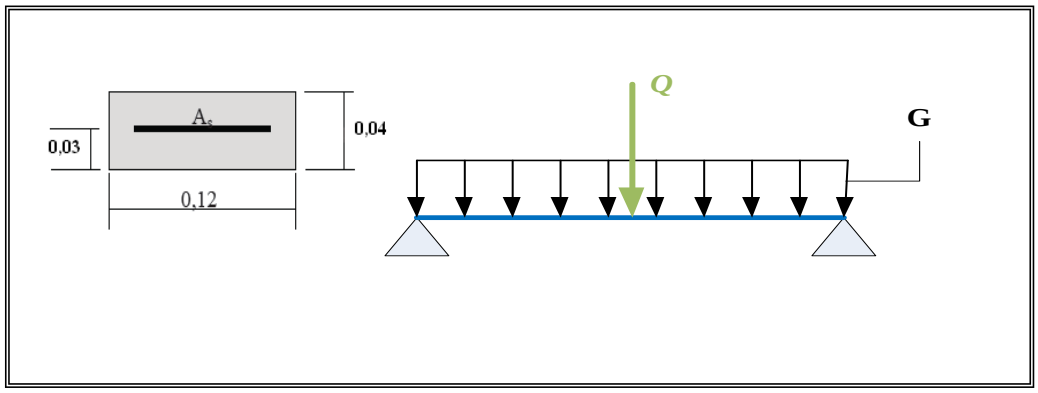


Figure.III.5 : Schéma statique de la poutrelle.

➢ ***Calcul des moments:***

Tableau.III.5 : Moments statiques des poutrelles..

Moments
$M_G = \frac{GL^2}{8} = 2{,}406 KN.m$
$M_Q = \frac{QL}{4} = 3{,}125 KN.r$
$Mu=1{,}35M_G+1{,}5M_Q=7{,}93$ KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{9.084 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 5{,}174 \gg \mu_l = 0{,}392$$

$\mu = 5{,}174 > \mu l = 0{,}392$ => As $\neq 0$

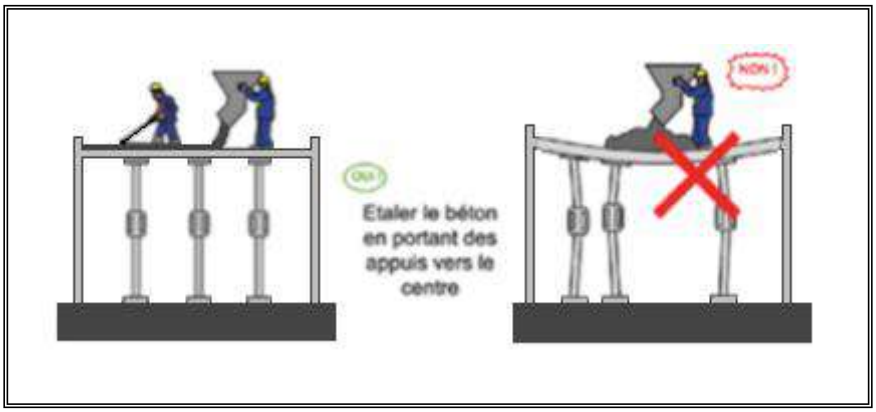


Figure.III.6 : Choix de disposition des étaiements.

❖ **CALCUL DES ETAIEMENTS:**

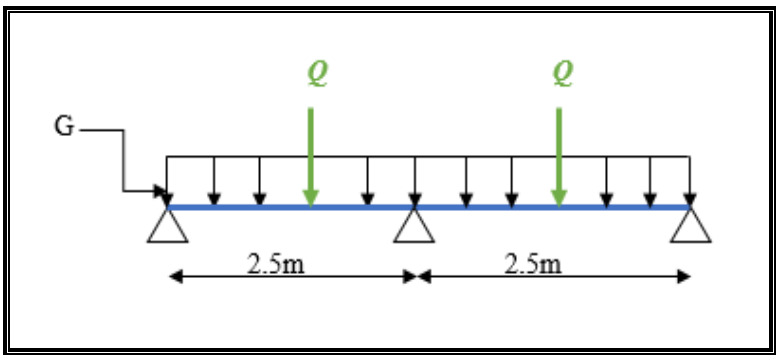


Figure.III.7 : Travée avec un seul étai au milieu..

L=2,5m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 1, 25KN] = 1.25 (KN)

MG= 0.60(KN.m)

MQ=0,781 (KN.m)

Mu =1.98 (KN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{1.98 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 1.292 \gg \mu_l = 0{,}392$$

- On ajoute un autre étaiement.

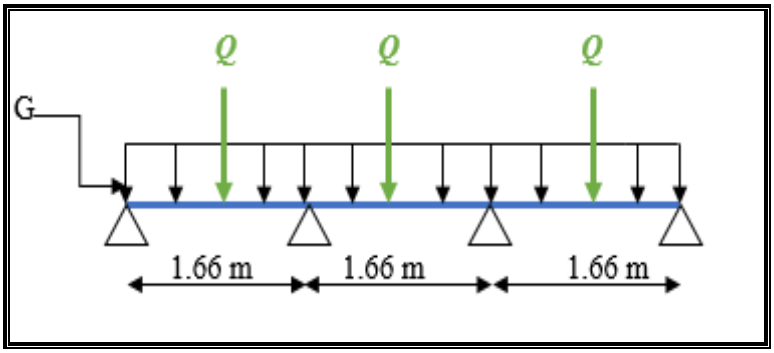


Figure.III.8 : Travée avec deux étais espacés de 1.66 m.

L=1,66 m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0,833KN] = 1 (KN)

MG= 0,26 (KN.m)

MQ=0,415 (KN.m)

Mu =0.973(KN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{0.973 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 0{,}634 > \mu_l = 0{,}392$$

- On ajoute un autre étaiement.

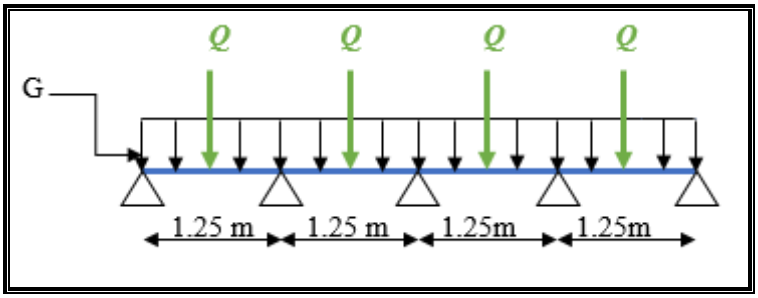


Figure.III.9 : Travée avec trois étais espacés de 1,25 m.

L=1, 25 m

G = 0, 77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0,625 KN] = 1 (KN)

MG= 0,150 (KN.m)

MQ=0,312 (KN.m)

Mu =0, 670 (KN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{0{,}670 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 0{,}437 > \mu_l = 0{,}392$$

- On ajoute un autre étaiement *:*

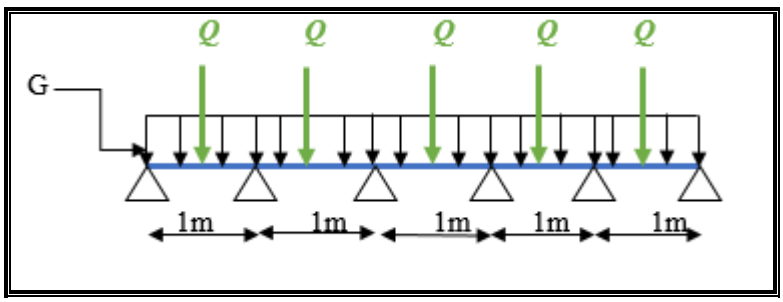


Figure.III.10 : Travée avec quatre étais espacés de 1,00 m.

L=1m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0.5 KN] = 1 (KN)

MG=0,024 (KN. m)

MQ=0, 25(KN. m)

Mu =0,407 (KN. m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{0.407 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 0{,}265 < \mu_l = 0{,}392$$

Alors il faut prévoir quatre étaiements le long de la travée espacés de 100 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.2.2.b.2.* Après coulage *:

- G = poids du plancher (20+4)= 3×0,65= 1,95(KN/ml)
- Q =1×0,65=0,65 (KN/ml)
- 1,35G+1,5Q=3,60 (KN/ml)

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

Quatre types de poutres continues sont envisagés :

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 5 travées.

III.2.2.c. Calcul des charges et surcharges :

Tableau.III.6 : Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S..

	G KN/m2	*Q KN/m2*	*Pu KN/m*	*Pser KN/m*
Plancher terrasse	6,72×0,65= 4,368	1×0,65= 0,650	6,871	5.018
Plancher courant	6,40×0,65 = 4,16	1,5×0,65=0,976	7,079	5,135

b.2.1. Méthode de calcul des poutres*:*

Le calcul s'effectue par la méthode forfaitaire pour les deux premiers types et par la méthode de CAQUOT pour les restes car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

b.2.1.a méthode forfaitaire *:*

❖ **conditions d'application *:***

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

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

Charges uniformément réparties : $Q \leq \text{Min}\ (2.G \text{ et } 5\ KN/m^2)$

Charges concentrées : $P \leq \text{Min}\ (Q/4 \text{ et } 2\ KN)$

- ✓ P : charge permanente concentrée (en KN).
- ✓ Q : charge d'exploitation concentrée (en KN).

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

➢ **Conditions concernant les caractéristiques géométriques :**

- ✓ le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.
- ✓ le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0{,}8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1{,}25$$

➢ **Condition concernant le type de fissuration *:***

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

❖ **Exposé de la méthode :**

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

Mt : moment en travée.

Mw : moment à l'appui de gauche.

Me : moment à l'appui de droite.

On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

$Mt + ((Mw+Me)/2) \geq Max\ (1{,}05M0 \text{ et } (1+0{,}3\ \alpha)\ M_0)$

$$\begin{cases} M_t \geq ((1{,}2+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées de rive.} \\ ((1+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées intermédiaire} \end{cases}$$

les moments d'encastrements des appuis :

Ma ≥ 0,6 M0 cas des poutres à 2 travées.

Ma ≥ 0,5 M0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.

Ma ≥ 0,4 M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

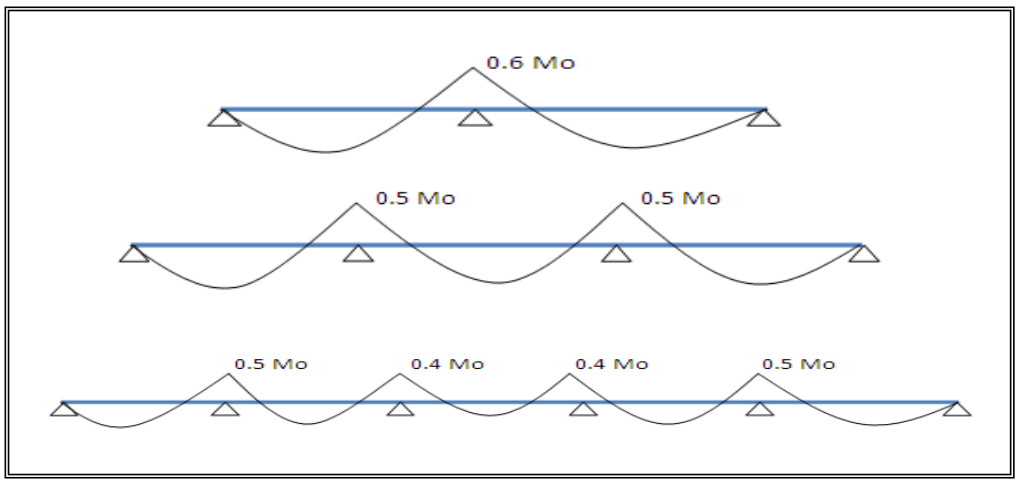


Figure.III.11 : Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire.

❖ **REMARQUE :**

1) M0 : moment isostatique ($M0=PL^2/8$)

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

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

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

(Ma=0,2 M0).

5) l'effort tranchant est égale :

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

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

6) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

Mt=0,85 M0

Ma=Mb=-0,5 M0

- $Q \leq \text{Min}\begin{cases} 2.G \\ 5\,KN/m^2 \end{cases}$ (C.V)
- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (C.V)
- le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0,8 " et " 1,25 ". (C.V)
- La fissuration doit être peu nuisible. (C.V)

✓ **poutrelles à deux travées :**

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

Tableau.III.7 : Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Trave	*Mw*	*Me*	*α*	*Mt 1er condition*	*Mt 2eme condition*	*Tw*	*Te*
D-E	15.395	5.1319	0.18987	13.569	23.821	19.749	-15.643
E-F	5.1319	15.395	0.18987	13.5605	23.816	15.643	-19.749

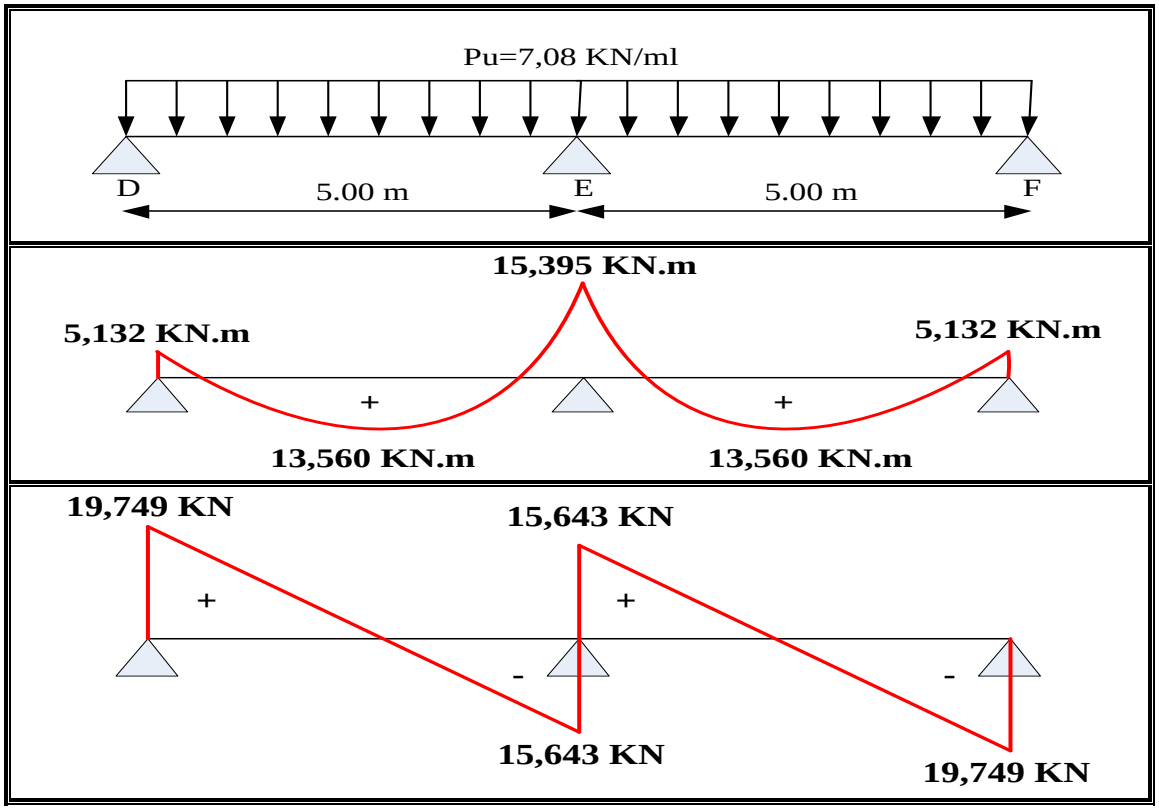


Figure.III.12 : Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

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

Tableau.III.8 : Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS

Trave	*Mw*	*Me*	*α*	*Mt 1er condition*	*Mt 2eme condition*	*Tw*	*Te*
D-E	10.244	3.414	0.579	10.021	16.850	14.203	-11.415
E-F	3.414	10.243	0.579	10.021	16.850	11.471	-14.234

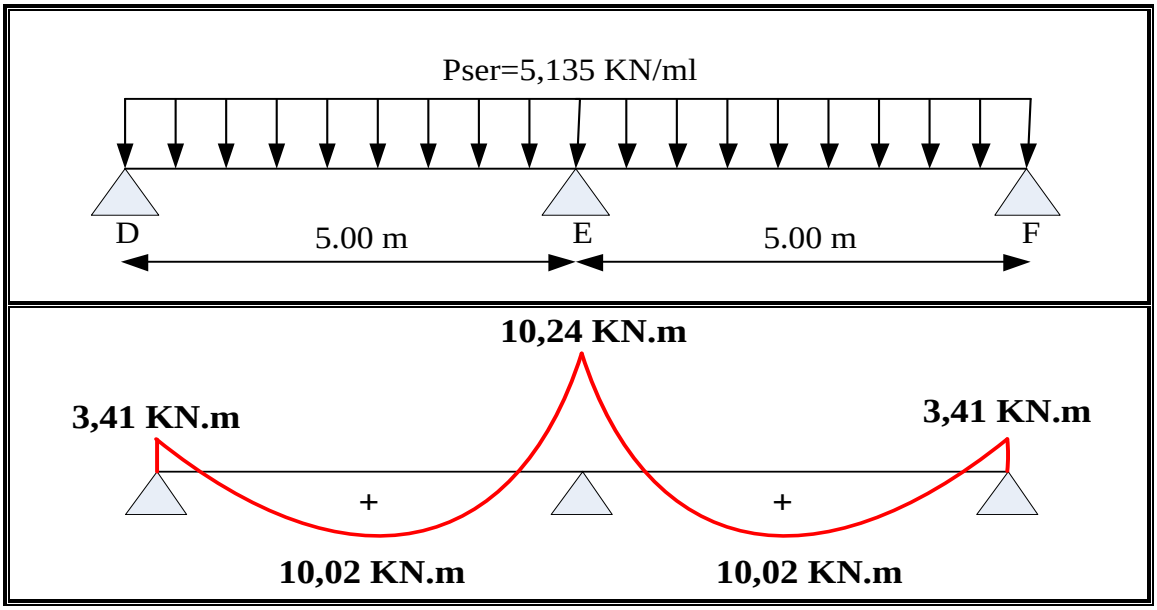


Figure.III.13 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

b.2.1.b.méthode de Caquot :

Tableau.III.9 : Méthode de Caquot.

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

Avec :

- M0 : moment isostatique.
- Mw, Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- qw : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- qe : Charge répartie à droite de l'appui considérée.
- l'w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- Tw : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- Te : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.2.2.d. Sollicitations de calcul :

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

✓ **poutrelles à cinq travées :**

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

TRAVE	M_0	M_w	M_e	M_t	T_0	T_w	T_e
A-B	11,47	2,29	8,68	5,98	12,74	14,52	-10,97
B-C	9,64	8,68	6,82	1,89	11,68	11,11	-12,24
C-D	12,78	6,82	10,89	3,92	13,45	14,52	-12,38
D-E	22,12	10,89	17,49	7,93	17,70	19,02	-16,38
E-F	22,12	17,49	4,42	11,16	17,70	15,08	-20,31

Tableau.III.10 : Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

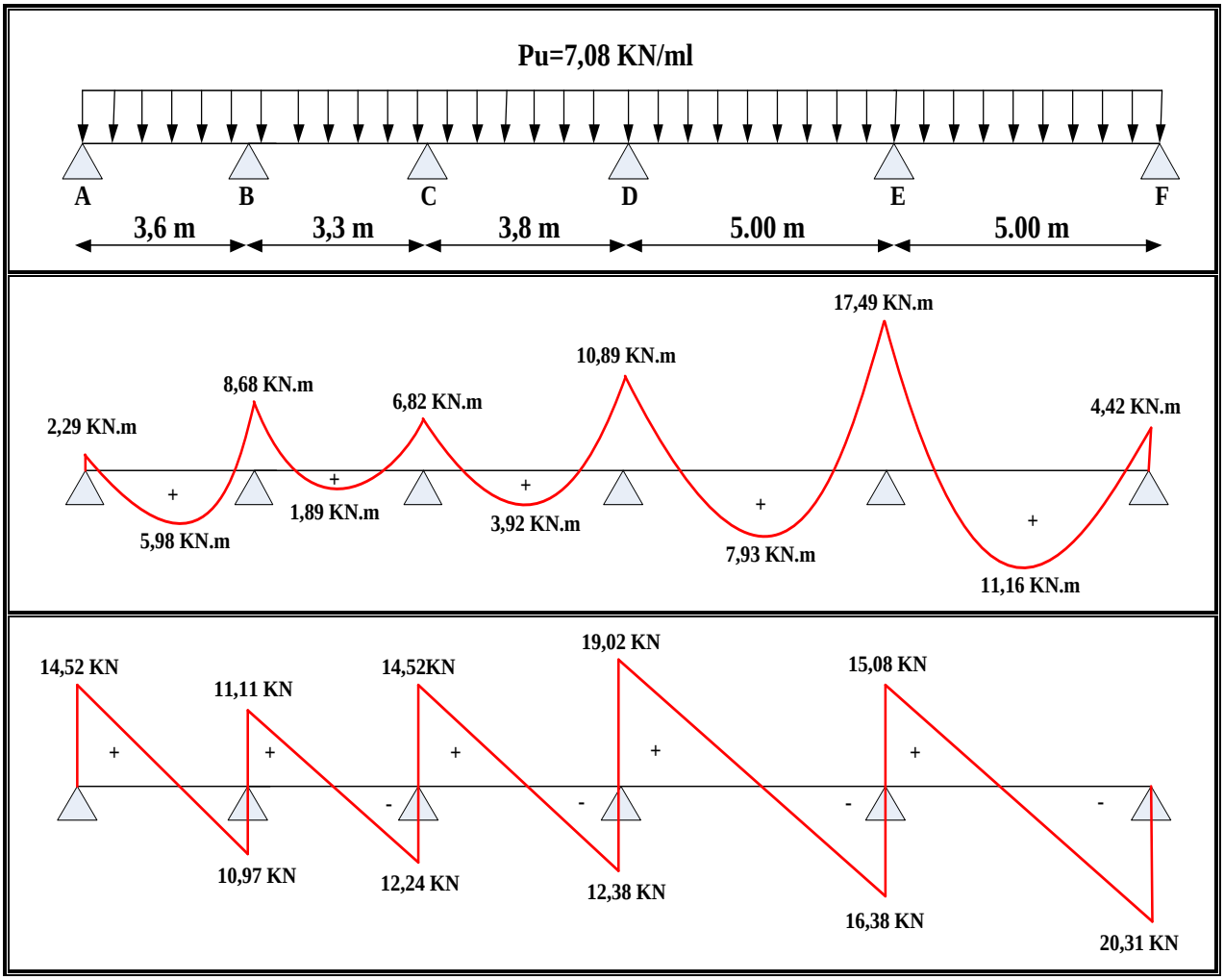


Figure.III.14 : Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

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

Tableau.III.11 : Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

TRAVE	M_0	M_w	M_e	M_t	T_0	T_w	T_e
A-B	8,32	1,66	6,30	4,34	9,24	10,53	-7,96
B-C	6,99	6,30	4,95	1,37	8,47	8,06	-8,88
C-D	9,27	4,95	7,90	2,84	9,76	10,53	-8,98
D-E	16,05	7,90	12,69	5,75	12,84	13,79	-11,88
E-F	16,05	12,69	3,21	8,10	12,84	10,94	-14,73

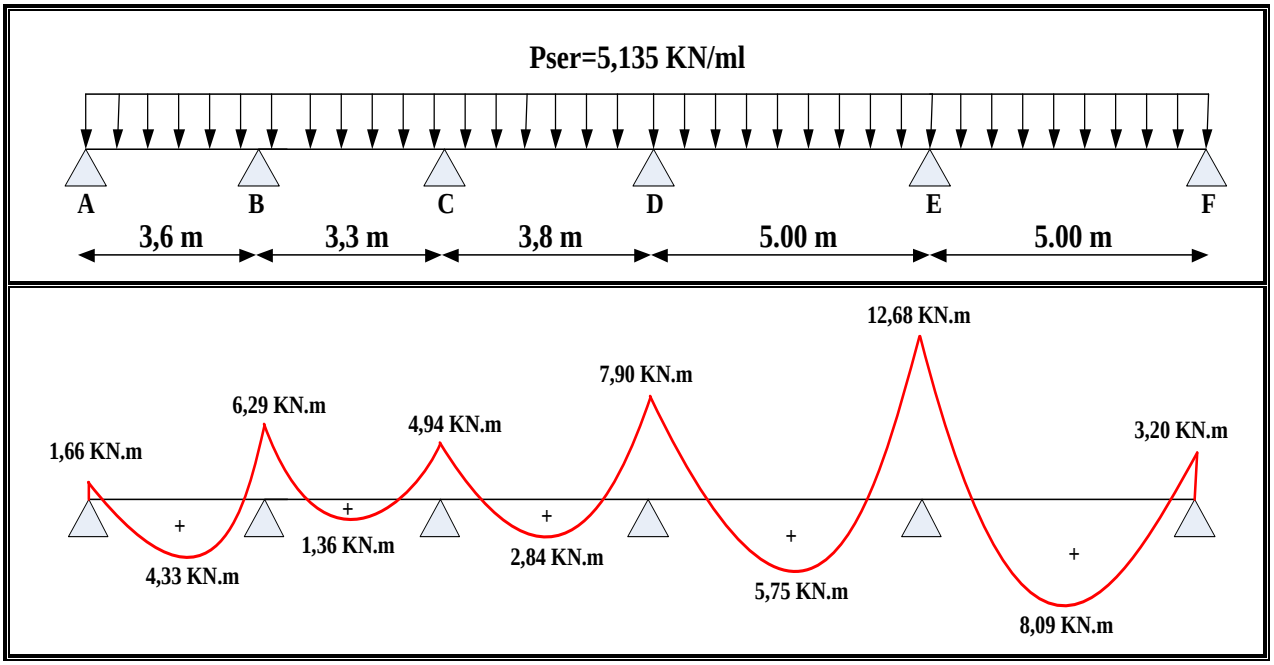


Figure.III.15 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

III.2.2.e. Récapitulations:

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

Tableau. III. 12 : Récapitulations des efforts internes.

	ELU			*ELS*	
	M_a^{ult} (KN.m)	M_t^{ult} (KN.m)	T_u (KN)	M_a^{ser} (KN.m)	M_t^{ser} (KN.m)
sollicitations	17,49	13.560	20,31	12,69	10,02
référence	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 2 travées

III.2.2.f. Ferraillage des poutrelles:

a. Calcul des armatures longitudinales*:*

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

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

- b = 65 cm
- b0 = 12 cm
- h = 21 cm
- h0 = 5 cm
- d = 19 cm
- σb= 14,2 MPa
- σs= 348 MPa

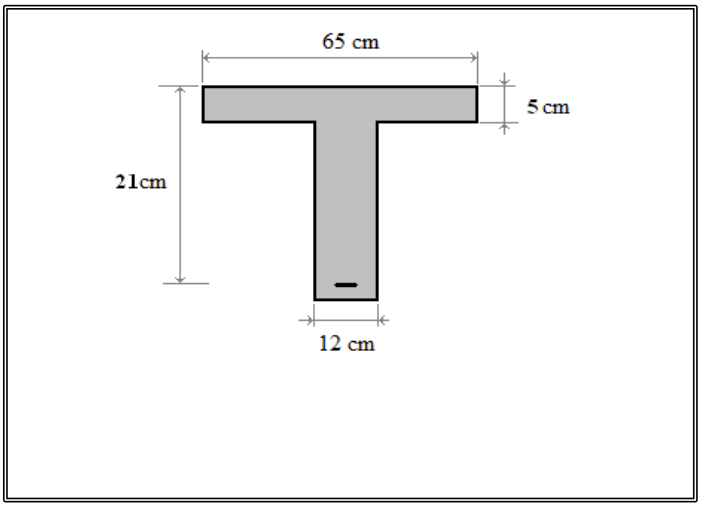


Figure. III.16 : Section de béton des poutrelles.

Tableau.III.13 : Calcul et vérification des armatures.

		En travée	*Aux appuis*
ELU	M_u (KN.m)	13.56	17.48
	M_0 (KN.m)	$M_0=b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d-h_0/2)=65.10^{-2}.50.14,2.(190-50/2)=$ 76.147 (KN.m)	
		$M_u < M_0$ ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×21) ⇒ calcul en flexion simple	$M_u < M_0$ ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×21) ⇒ calcul en flexion simple
	μ	0.0406	0.0524
	μ_l	0,392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.980	0.973
	A' (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	2.092	2.718
	A_{min} (cm^2)	1,365	0,252
	Le choix	3HA10=2,35	1HA10+1HA16=2,79

❖ **VERIFICATION A L'ELS:**

Tableau.III.14 : Calcul et vérification a l'ELS.

Vérification a l'ELS	M_{ser} *(KN.m)*	*10.021*	*12.68*
	$\sigma_{b\,adm}$ (MPa)	15	
	y_1 (mm)	40.295	43.442
	I_G (mm^4)	93176579.1	107653864
	K (N/mm^3)	0.086	0.095
	σ_b (MPa)	3.502	4.133
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\,adm}$	Oui	Oui

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

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

Tableau.III.15 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles..

Section d'armature	*En travée*	*Aux appuis*
	A_t=3HA10=2,35	A_a=1HA16+1HA10=2,79

***b.* Calcul des armatures transversales:**

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [6{,}00\ ;12\ ;10]$

On adopt: ϕ_t = 6 mm.

$at = \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ = 0,28 cm^2 ; nt = 2.

At =at.nt = 0,56 cm^2

- **Espacement:**

$S_t \leq \min[0.9d, 40cm] = 18.7cm$

$A_{t\,min} \leq 0.003 S_t.b$ *(Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003).*

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.,003.b} = 15,7\,cm$, on adopt: St = 16cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes: $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3.f_{t28}.k)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$$\frac{0,56\times10^2}{120\times160} = 0,00291 \geq \frac{1,15(0,813-0,3\times2,1\times1)}{0,9\times400\times(0+1)} = 0,0005$$

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0,4.b_0.S_t}{f_e} = \frac{0,4.12.16}{400} = 0,19cm^2$$

A t = 0,56cm² ≥ Atmin = 0,19cm² (C.V)

Tableau.III.16 : Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles.

A transversales	*espacement*
2φ6	16cm

III.2.2.g. Vérifications:

a*) Vérification de l'effort tranchant*:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{20.306\times10^3}{120\times190} = 0.890MP$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0,2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33MPa; 5MPa\right] = 3,33\,MPa$$

$\tau_u = 0,890MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa$ (c.v)

b) Vérification au voisinage de l'appui:

Appui de rive: Mu = 12,260 KN.m > 0,9.Vu.d= 3,170 KN.m

Aucun prolongement à faire

c)* Vérification de la compression dans la bielle de béton*:

$V_u \leq 0,4\ \frac{f_{c28}}{1,5}\ b_0.a$

$a = \text{Min}[b - c - 2; 0,9d] = \text{Min}[65 - 2 - 2; 0,9\times19] = 17,1cm$

$V_u = 20.309KN \leq 0,4\times\left(\frac{25}{1,5}\right)\times120\times171 = 136,8KN$ (c.v)

d) vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis*:*

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0.a} < 1{,}3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2\times 20.309\times 10^3}{120\times 171} = 1{,}979MPa < 1{,}3\times\frac{25}{1{,}5} = 21{,}667MPa \qquad \text{(c.v)}$$

$$A = 2{,}79cm^2 \geq \frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15\times 20.309\times 10^3}{400} = 0.583cm^2 \qquad \text{(c.v)}$$

e)* vérification de la flèche:*

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps;

Tableau.III.17 : Vérification préliminaire de la flèche.

1ere condition	*2eme condition*
h/L ≥ Mt/ (15.M0)	$\rho \leq 3{,}6/fe$
h/ L = 0,021 / 5,00 = 0.042 *Mt/ (15. M0)=13.56 (15×22.12)=0.040*	$\rho=A_t/(b_0\times d)=2{,}35/(12\times 19)=0{,}0103$ 3,6/ fe = 3,6 / 400 = 0,009
C.V	C.N.V

On doit passer au calcul des flèches;

✓ **Évaluation détaillée de la flèche :**

Mser =10.02 kN.m , $\rho = \frac{A}{b_0\cdot d} = \frac{2{,}35}{12{,}19} = 0{,}0103$

ρ = 1,03 % ⇒ β1 = 0,859 (Tableau).

$\sigma s = \frac{M_{ser}\cdot 10^3}{\beta_1\cdot d\cdot A} = 261.28MPa$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05\cdot f_{t28}}{\left(2+3\cdot\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0{,}05\cdot 2{,}1}{\left(2+3\cdot\frac{12}{65}\right)0{,}0108} = 3.988$$

λv=2/5 λi=1.595

$$\mu = 1-\frac{1{,}75\cdot f_{t28}}{4\cdot\rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1-\frac{1{,}75\cdot 2{,}1}{4\cdot 0{,}0103\,261{,}28+2{,}1} \Rightarrow \mu = 0{,}714$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A} = 7{,}203\text{cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2 = 23319{,}414\ \text{cm}^4$$

$$I_{fi} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu} \Rightarrow \text{Ifi}=6662.48\text{cm}4$$

$$I_{fv} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} = 11986.34\text{cm}^4$$

Ei=11000 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ =32164.195 MPa ; Ev=1/3 Ei=10721,398MPa

$$f_i = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{9{,}087\times 5{,}15^2\times 10^8}{10.(32164{,}195\times 6833{,}455)} \Rightarrow fi=11.69\ \text{mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{9{,}087\times 5{,}15^2\times 10^8}{10.(10721{,}398\times 12207{,}722)} \Rightarrow fv=19.49\ \text{mm}.$$

$\Delta ft = fv - fi \Rightarrow \Delta ft = 19.49 - 11.69 = 7.80$ mm.

Il faut avoir : $\Delta ft \leq$ FLimite $= \bar{f}$

Avec: $flimite = \frac{L}{1000} + 0{,}5cm = \frac{5000}{1000} + 0{,}5cm = 10.00$ mm

Donc: $\Delta ft = 6.200$ mm $< fLimite = 10{,}00$ mm

Tableau.III.18 : Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M(KN.m)	*A (cm²)*	*y (cm)*	*ρ*	*ß1*	*σs (MPa)*	*μ*	*λi*	*λv*
10.02	2,35	7,203	0,0103	0,859	261.28	0,714	3.988	1.595
I (cm⁴)	If_i (cm⁴)	If_v (cm⁴)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
23319,414	6662.48	11986.34	5,00	11.69	19.49	7.8	10,00	**C.V**

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=20+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

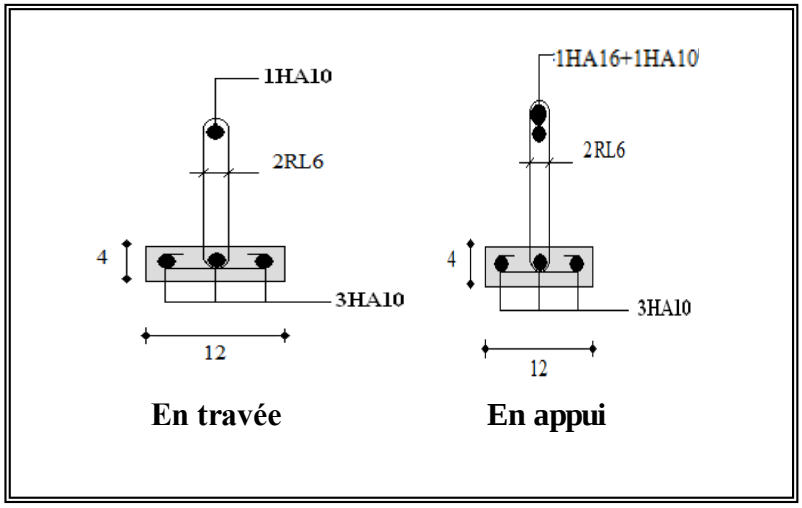


Figure.III.17 : Ferraillage des poutrelles.

III.3. CALCUL DES DALLES PLEINE:

III.3.1. INTRODUCTION:

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue 1 seul type de dalle pleine de formes régulière.

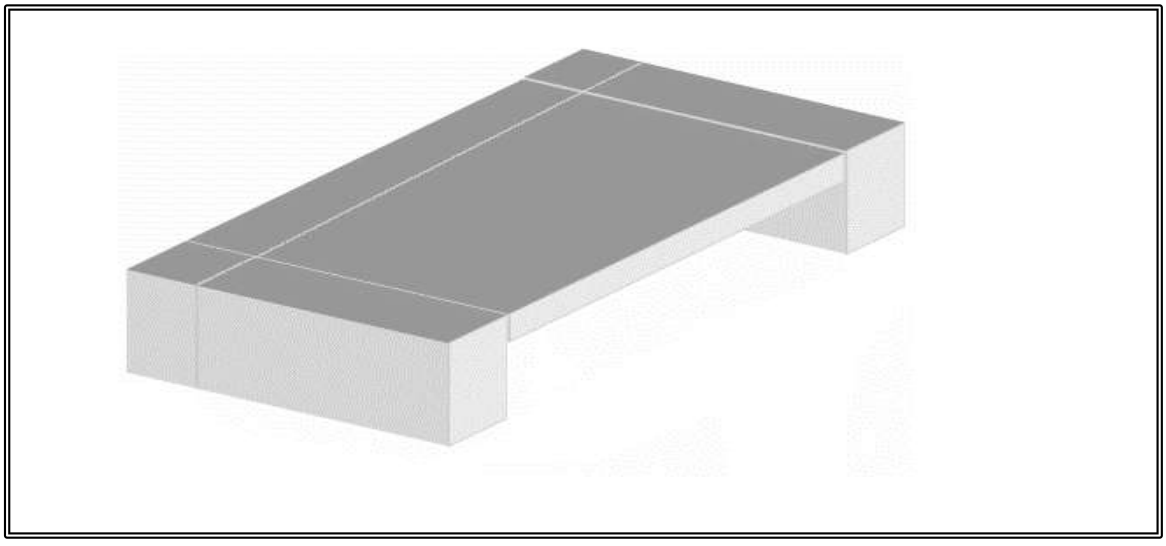


Figure.III.18 : La dalle pleine.

III.3.2. METHODE DE CALCUL:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.3.2.a. .Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\sum travaux = 0$

❖ **TRAVAIL EXTERNE :**

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale.

Text = $P.f$ (cas d'une charge concentrée).

Text= $\iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

- ✓ P : Charge totale
- ✓ S : Surface de répartition de la charge.
- ✓ f : flèche du centre de gravité de S.

❖ **TRAVAIL INTERNE :**

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

Tint= M. L .θ.

Avec :

- ✓ M : Moment de flexion.
- ✓ L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation
- ✓ Θ: Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser : $\sum Text = \sum Tint$

III.3.3. CALCUL DES ACTIONS:

Les résultats de calcul sont :

Tableau.III.19 : Les actions sur la dalle.

	G (KN/m)	*Q (KN/m)*	*P (KN/m)*
ELU	6,72	1,50	11,322
ELS			8,22

III.3.4. METHODE DE CALCUL :

III.3.4.a. Calcul de dalle:

(Panneau rectangulaire intermédiaire suivant(x) et (y) est encastrée sur 04 cotés).

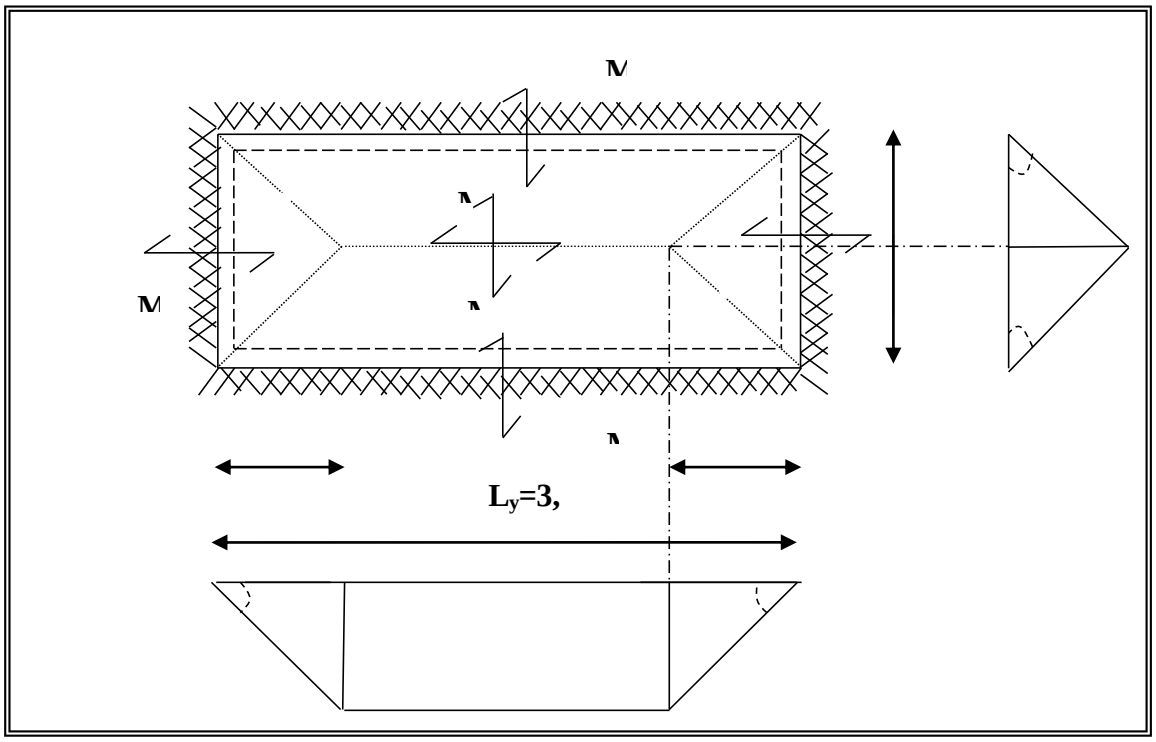


Figure.III.19 : Ligne de la rupture de Panneau rectangulaire intermédiaire

- **Calcul des efforts :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,4}{3,00} = 0,47 \Rightarrow 0,4 \leq \rho = 0,47 \leq 1$$

$\Rightarrow$ La dalle pleine travaille dans les deux sens

❖ **TRAVAIL EXTERNE :**

$T_{ext}=T^1_{ext}+T^2_{ext}+T^3_{ext}+T^4_{ext}$

Avec : $T^2_{ext} = T^4_{ext}$; $T^1_{ext} = T^3_{ext}$

$$T1ext = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right).$$

$$T2ext = 2T_{ext}{}^{2''} + 2T_{ext}{}^{2'} = q.f\left(\frac{1}{4}.L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

Donc : $$T_{ext} = q.f.L_x\left(\frac{1}{2}.L_y - \frac{1}{3}.y\right)$$

❖ **TRAVAIL INTERNE :**

$$T_{int} = T^1_{int} + T^2_{int} + T^3_{int} + T^4_{int}.$$

Avec : $T^1_{int} = T^3_{int}$ et : $T^2_{int} = T^4_{int}$

$$T^1_{int} = My.L_x.\frac{f}{y}.$$

$$T^2_{int} = 2Mx.\frac{L_y}{L_x}.f.$$

❖ **PRINCIPE DU TRAVAIL VIRTUEL :**

$M_x = M_y = M$

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q(y) = 2M\frac{\left(\frac{1.4}{y} + 4.28\right)}{2.1 - 0,47y} .....(*)$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 4,00y^2 + 2,6153y - 5,88 = 0 \Rightarrow y = 0,928m$$

On remplace " y "dans(*), on trouve : **$M = 0,144.q_u$.**

ELU :

$$M = 0,144xq_u = 0,144\times(11.322) = 1.630(KN.m)$$

$$M_t = 0,8*M = 0,8x1,63 = 1.895(KN.m)$$

$$M_a = 0,5xM = 0,5\times1,630 = 0,815(KN.m)$$

ELS

$$M = 0,144 x q_s = 0,144 \times (8.22) = 1.,18 (KN.m)$$

$$M_t = 0,8 * M = 0,8 x 1,18 = 0,944 (KN.m)$$

$$M_a = 0,5 x M = 0,5 \times 1,18 = 0,591 (KN.m)$$

Tableau.III.20. Ferraillage de la dalle pleine.

	Sens	M_u (KN.m)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choisi}	A_{final} (cm^2)	sens	A_{rep} (cm^2)	St (cm)
travée	Y	1.895	1,9	1,50	4T12	4,52	x	4T10	30.3
appuis	y	0.815	1.9	1,50	4T12	4,52	x	4T10	30.3

III.3.5. VERIFICATIONS:

a. Vérification de l'espacement entre les aciers:

$$S_{tadm} \leq Min \begin{cases} 3h = 45cm \\ 33cm \end{cases} = 33cm$$

L'espacement réel = b/n = 100/4 = 25 cm ; on adopte: esp = 25 cm.

b. Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$$V_U = \frac{q_u . L_X}{2} = \frac{11,322 \times 1,4}{2} = 7,92KN$$

$$\tau_u = 0,06MPa \leq \overline{\tau_u} = 1,16MPa \qquad \text{(cv)}$$

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification des contraintes à l'état limite de service:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{adm} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$$

Tableau.III.21 : Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	$M_{ser}(KN.m)$	$A(cm^2)$	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	0,944	4,52	1,90	C.V
appuis	0,591	4,52	1,20	C.V

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

Vérification de la flèche *:*

$$\frac{h}{L_x} = 0{,}121 \geq \frac{M_t}{20M_x} = 0{,}0798 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0{,}003 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 \qquad \text{(c.v)}$$

III.4. CALCUL DES ESCALIERS:

III.4.1. INTRODUCTION:

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Dans notre bâtiment elle se fait par escalier.

III.4.2. TERMINOLOGIE:

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.

- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

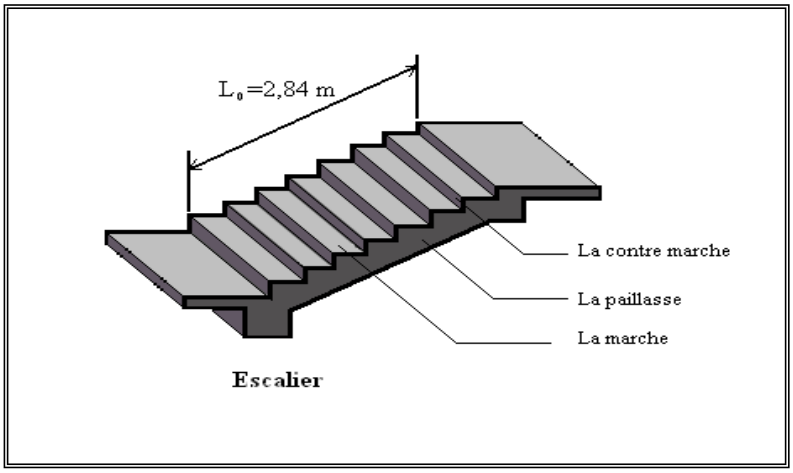


Figure.III.20 : Représentation d'un escalier.

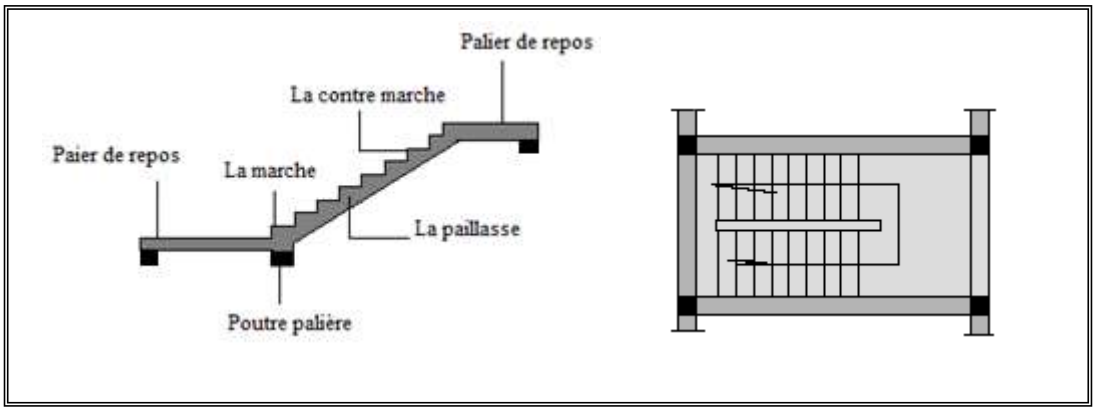


Figure.III.21 : Vue en trévère et en plan de l'escalier.

III.4.3. DIMENSIONNEMENT:

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique dece type d'escalier et comme suit:

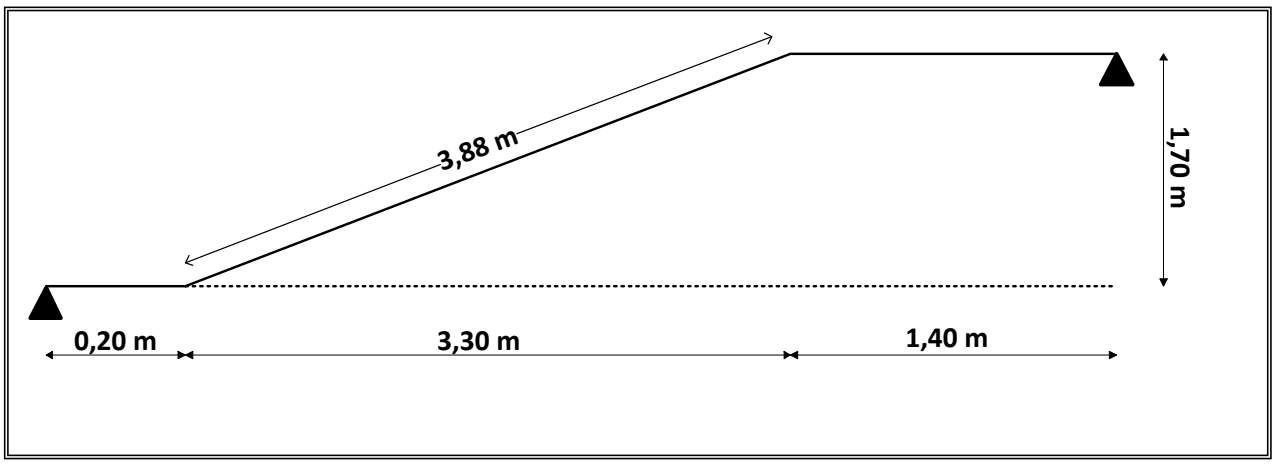


Figure.III.22 : Dimensions de l'escalier.

- **L'angle d'inclinaison α:**

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{2,04}{3,30} \Rightarrow \alpha = 31,722^0$$

- **Longueur de la paillasse :**

$$L_0 = \frac{H}{Sin\alpha} \Rightarrow L_0 = 3,88m$$

On utilisant la **formule de Blondel [4] ►► [Art 4.1.3] ◄◄** pour déterminer g, h, n.

Avec: g: largeur de la marche.

h: hauteur de la contremarche.

n: le nombre de contremarches.

$59cm \leq g + 2h \leq 66cm.$

$$g = \frac{L}{n-1}\ h = \frac{H}{n}$$

- **Détermination de n, g, h :**

$$\begin{cases} \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \leq 66 \\ \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \geq 59 \end{cases}$$

Et puisque (H= 2,04m , L= 3,30m)

$$\begin{cases} -66n^2 + 804n - 408 \leq 0 \\ -59n^2 + 797n - 408 \geq 0 \end{cases}$$

11,65 < n < 12,97

Donc on prend : n=12

Nombre de marches $n-1=11$

Nombre de contremarches $n=12$

Hauteur de la contremarche $h=17cm$

Largeur de la marche : $g = \frac{L}{n-1}\ g = 30,00cm$

On prend g=30 cm 59cm < 64 < 66 cm (C.V)

- **Epaisseur de la paillasse:**

Pour les deux volets: L=0,2 + 3,88+1,4 = 5,48m

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$ Avec $\Rightarrow 15,65 \leq e \leq 18,26cm$

On prendra: ep= 20 cm

III.4.4. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES:

A. Charges permanentes :

Tableau.III.22 : Charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre du palier	0,20	25	5
5	Enduit plâtre	0,02	18	0,36
			G	6.74

Tableau.III.23 : Charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre de la paillasse	0,20 / cosα	25	5.878
5	Poids des marches	0,17/2	25	2,125
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
			G	9.743

B. Surcharge d'exploitation:

- **La paillasse :** $Q = 2,5KN/m^2$
- **Le palier :** $Q = 2,5KN/m^2$

III.4.5. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS:

- **ELU : Pult = 1,35G+1,5Q**
- **ELS : Pser = G+Q**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.III.24 : Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m)	*Q (KN/m)*	P_u *(KN/m)*	P_{ser} *(KN/m)*
Palier	6,74	2,5	12,85	*9,24*
Paillasse	9,74	2,5	16,90	*12,24*

III.4.6. DETERMINATION DES EFFORTS:

***a.* Etat Limite Ultime :**

$$\sum F = 0$$

Ra+Rb= (16,90.3,88) + (12,85.1,6) = 86,14 kN

$$\sum M/B = 0$$

Rb. 5,48= (12,85.0,2.0,1) +(16,90.3,88.2,14)+(12,85.1,4.4,78)

Rb = 41,35 KN et Ra = 44,79 KN

$(0 \leq x \leq 0,2)$

Moment fléchissant : $M(x) = 44,79x – 6,425x^2/2$

Effort tranchant: $T(x) = -12,85x + 44,79$

M (0) = 0 KN.m ; T (0) = 44,79 KN

M (0.2) = 8,70 KN.m ; T (0.2) = 42,22KN

$(0,2 \leq x \leq 4,08)$

Moment fléchissant **:** $M(x) = -8,45(x-0.2)^2-12,85.0,2(x-0.1)+44,79x$

Effort tranchant**:** $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = -16,90(x-0.2)+42,22$

M (0,2) = 8,70 KN.m; T (0,2) = 42,22 kN.m

M (4,08) =45,29 KN.m; T (4,08) = -23,36 KN .m

(4,08 ≤ x ≤ 5,48)

M (4,08) =45,29 KN.m; T (4,08) = -23,36 KN .m

M (5,48) =0 KN.m; T (4,08) = -41,34 KN .m

D'où :

Mmax = 61,44 KN.m à x = 2,70m

Tmax = 44,79 KN à x = 0 m

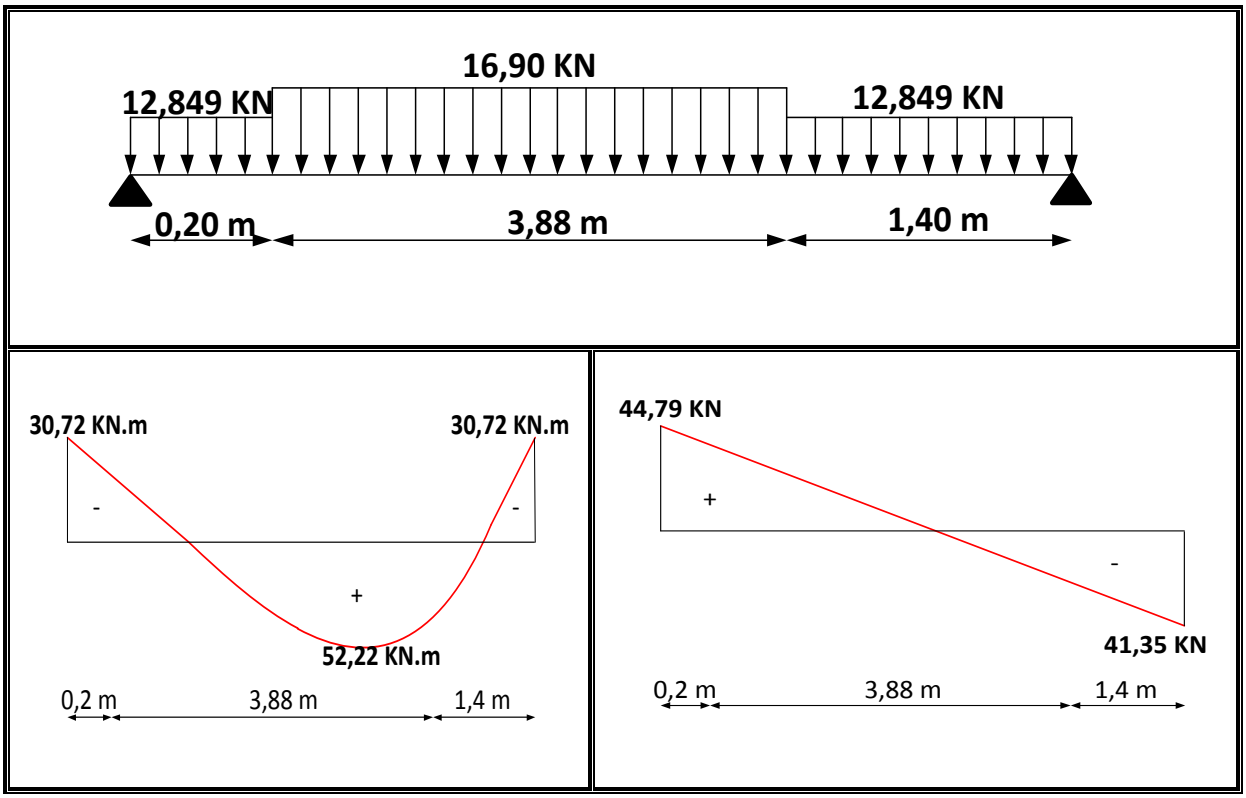


Figure.III.23 Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U

***b.* Etat Limite de service:**

$$\sum F = 0$$

Ra+Rb= (12,24.3,88) + (9,24.1,6) = 62,28 kN

$$\sum M/B = 0$$

Rb. 5,48= (9,24.0,2.0,1) +(12,24.3,88.2,14)+(9,24.1,4.4,78)

Rb = 29,87 KN et Ra = 32,42 KN

(0 ≤ x ≤ 0,2)

Moment fléchissant : $M(x) = 32,42x - 4,62x^2/2$

Effort tranchant: T(x) = -9,24x+ 32,42

M (0) = 0 KN.m ; T (0) = 32,42 KN

M (0.2) = 6,30 KN.m ; T (0.2) = 30,57KN

$(0,2 \leq x \leq 4,08)$

Moment fléchissant : $M(x) = -6,12(x-0.2)^2-9,24.0,2(x-0.1)+32,42x$

Effort tranchant: $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = -12,24(x-0.2)+32,42$

M (0.2) = 6,30 KN.m ; T (0.2) = 30,57KN

M (4,08) =32,75 KN.m; T (4,08) = -16,93 KN .m

$(4,08 \leq x \leq 5,48)$

M (4,08) =32,75 KN.m; T (4,08) = -16,93 KN .m

M (5,48) =0 KN.m; T (4,08) = -29,86 KN .m

Mmax = 44,47 KN.m à x = 2,70 m

Tmax = 32,41 KN à x = 0 m

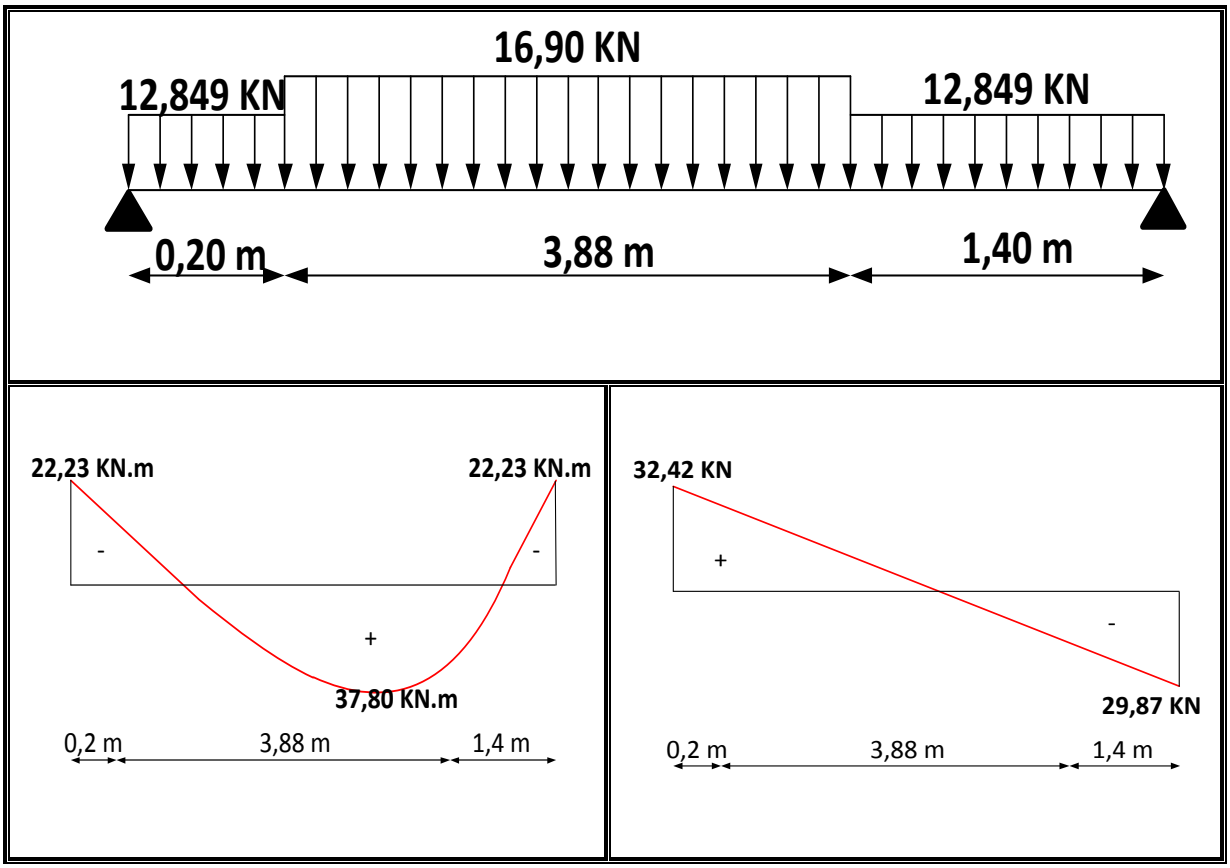


Figure.III.24 Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S.

***c.* Récapitulation :**

Mt= 0,85 Mmax Ma =0,5 Mmax

Tableau.III.25. Récapitulation des résultats.63

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
E.L.U	52,222	30,719	44,793
E.L.S	37,797	22,234	32,419

III.4.7. CALCUL DU FERRAILLAGE:

Tableau.III.26.Les données de béton et acier 63

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b =1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 20 cm	d=17.5 cm
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Les résultats obtenu est:

Tableau.III.27. Calcul des sections d'acier de l'escalier.63

	M_u (KN.m)	μ	B	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}(cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	52,222	0.120	0.936	9.16	0	2	9HA14= 13,85
En appuis	31,719	0,071	09635	5,20	0	2	5HA12= 5,65

***a.* Armature de répartition:**

Ar = A/4 = 13,85/4 =3.46 cm²

En travée: on adopte: A = 5T10 /ml

Aux appuis: on adopte: A = 4T10 /ml.

***b.* Condition d'espacement:**

Pour les armatures longitudinales:

$S_t \le \overline{S_t} = Min[3h;33] = 33cm$ St = 10,30 cm < 33 cm

Pour les armatures transversales :

$S_t \le \overline{S_t} = Min[4h;45] = 45cm$ St = 10.30 cm < 45 cm

***c.* Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \le \overline{\tau}_u = Min\left[0,2\frac{f_{c28}}{1,5};5\right] = 0,2\times\frac{25}{1,5} = 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{44,79.10^3}{1000175} = 0,26MPa$$

$\tau_u = 0,26MPa \le \overline{\tau}_u = 3,33MPa$ (c.v)

***d.* Vérification à l'Etat Limite de Service:**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$

Tableau.III.28 : Vérification du ferraillage de l'escalier àl'E.L.S.

	En travées	*En appuis*
A (cm²)	13.85	5,65
M_{ser} *(KN.m)*	37,797	22,233
Y (cm)	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 6,70$	$100y^2 + 30A.y \ \ 30A.d = 0 \Rightarrow y = 4,66$
$I\ (cm^4)$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 34257,392$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 17345,50$
$\overline{\sigma}_b$ *(MPa)*	15	
σ_b *(MPa)*	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 7,39$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 5,98$
$\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$	C.V	C.V

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

e. Vérification de la flèche:

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

$$\frac{h}{L}=\frac{0,20}{5,48}=0,036\leq\frac{1}{16}=0,0625 \quad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L}=0,036\geq\frac{M_t}{15M_0}=0,057 \quad \text{(c.n.v)}$$

$$\frac{A}{b.d}=0,0069\leq\frac{5,48}{f_e}=0,014 \quad \text{(c.v)}$$

➢ **Calcul de la flèche:**

On doit passer au calcul des flèches;

Mser = 37,797KN.m ; A=13,85 cm^2

$$y=\frac{\frac{b.h^2}{2}+15A.d}{b.h+15A}=10,70cm$$

$$I=\frac{b}{3}\left[y^3+(h-y)^3\right]+15A(y-d)^2$$

I0=77252,953 cm^4

$$\rho=\frac{A}{b\cdot d}=0.00791; \qquad \beta=0,872$$

$$\sigma s=\frac{M_{ser}}{\beta\cdot d\cdot A}; \qquad \mu=1-\frac{1.75\cdot f_{t28}}{4\cdot\rho\sigma_s+f_{t28}};$$

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

$\lambda v = 2/5\ \lambda i$ (Déformation de longue durée).

$$I_{fi}=1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu}; \qquad I_{fv}=1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu}$$

Module de déformation longitudinal instantanée $Ei=11000\sqrt[3]{f_{c28}}$

Module de déformation longitudinale de longue durée Ev=Ei/3

$$f_i=\frac{M_{ser}\cdot L^2}{10.E_i.I_{fi}}; f_v=\frac{M_{ser}\cdot L^2}{10.E_v.I_{fv}}$$;Δft=fv-fi

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5 = 1,048cm$$

Tableau.III.29 : Valeur de la flèche.

Mser(KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	λ_i	λ_v	I0 (cm4)	Ei(MPa)
37,797	0,00791	178,83	0,526	2,653	1,061	77252,953	32164,20
Ev(MPa)	Ifi (cm^4)	Ifv (cm^4)	fi (mm)	fv (mm)	Δf (mm)	fadm (mm)	Δf<fadm
10721,39	35773,44	54514,45	9,86	19,42	9,6	10,48	cv

III.5. CALCUL DE LA POUTRE PALIERE:

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple.

La longueur de la poutre: L = 2,75m

III.5.1. PRE DIMENSIONNEMENT:

La longueur de la poutre: L =2,75m

L/15 ≤ h ≤ L/10 ; 0,6h ≤ b ≤ h

L = 2,75m => 18.33 ≤ h ≤ 27,5 => h = 35 cm

=> 21 ≤ b ≤ 35 => b = 30 cm

Soit: (b x h) = (35 x 30) cm^2

❖ **VERIFICATION DES PRESCRIPTIONS DU RPA 99 VERSION 2003:**

- b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)
- h = 35 cm ≥ 30 cm. (c.v)
- h / b = 1,16 < 4 (c.v)

III.5.2. CHARGES REVENANTS A LA POUTRE:

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

Rult = 41,348 KN ; Rser = 29,867 KN

Poids propre de la poutre: 0,35 x 0,30 x 25 = 2,625 KN/ml.

Poids de double cloison : 2,04×2,52=5,14 KN/ml

Donc: Pu1 = 1,35x (2,625+5,14) +41,348 = 51,83 KN/ml

Pser = (2,625+5,14) +29,867 = 37,632 KN/ml.

III.5.3. CALCUL DES EFFORTS:

La poutre palière de l'escalier est encastrée aux deux extrémités. Le calcul se fait pour une poutre hyperstatique.

On a pris les valeurs données par l'aide-mémoire de la résistance des matériaux.

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

$$M_{appuis} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12} \; ; \qquad M_{travée} = \frac{pl^2}{24}$$

Tableau.III.30 :Efforts de la poutre palière.

	T (KN)	*Mt (KN.m)*	*Ma (KN.m)*
E.L.U	71,27	16,33	31,68
E.L.S	51,74	11,86	23,72

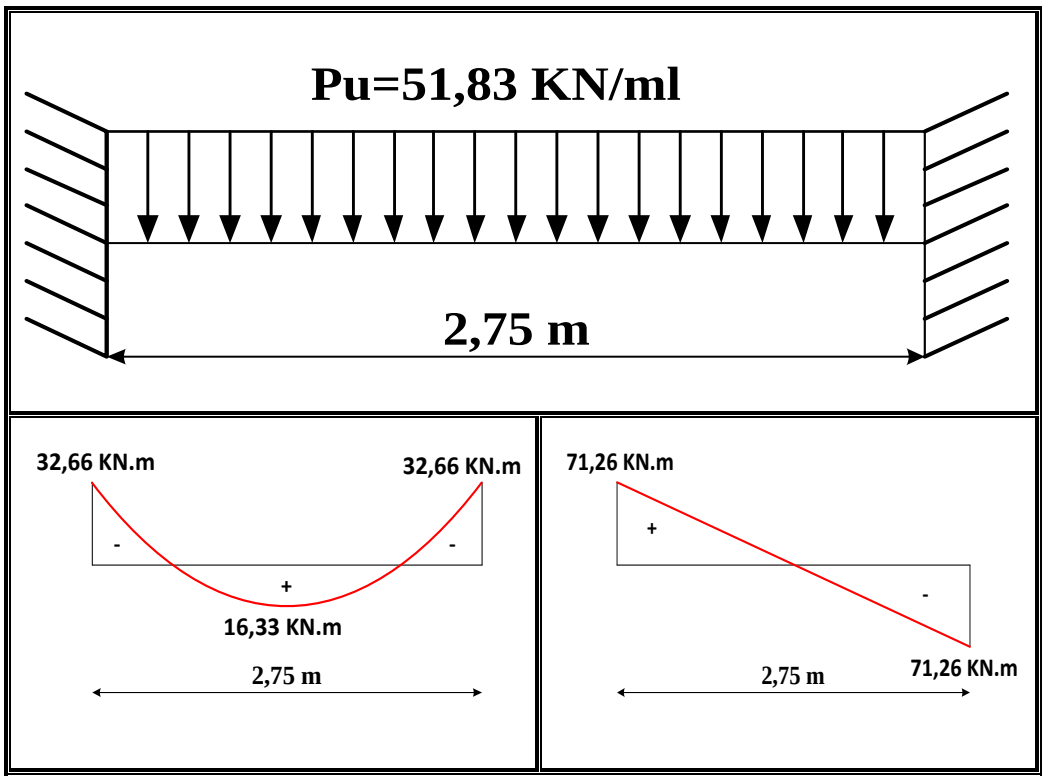


Figure.III.25. Schéma statique des efforts de la poutre palière elu67

III.5.4. FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE:

Armatures longitudinales:

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma s = 1,15$; $\sigma s = 348$ MPa

Béton : fc28 = 25 MPa ; $\gamma b = 1,5$; $\sigma b = 14,2$ MPa

b=30cm, h=35cm, d=32,5cm, c=2,5cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau.III.31 : Ferraillage de la poutre palière.

	M(KN.m)	μ	β	*A(cm²)*	*Amin (cm²)*	*Aadp (cm²)*	*A (cm²)*
En travée	16,33	0.036	0,982	1,47	1,05	**3HA12**	3,39
En appuis	11,86	0,073	0,9625	3,00	1,05	**3HA12**	3,39

III.5.5. VERIFICATIONS:

a. **Vérification à ELS :**

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

Tableau.III.32 : Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	$M_{ser}(KN.m)$	$A(cm^2)$	$I\ (cm^4)$	*Y (cm)*	$\sigma_b (MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	11,59	3.39	$3,537\times10^3$	8,93	3,00	C.V
Appuis	23,71	3.39	$3,537\times10^3$	8,93	6,00	C.V

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

b. **RPA 99 Version 2003:**

- Amin = 0,5% b×h
- Amax = 4% b×h zone courante
- Amax = 6% b×h zone de recouvrement

Tableau.III.33 : Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre .

	$\sum A(cm^2)$	$A\ min=6\ cm^2$	$A\ max=56\ cm^2$	*Correction*
Travées	6,78	C.V	C.V	**3HA12=**3,39cm²
Appuis		C.V	C.V	**3HA12=**3,39cm²

c.Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{71{,}266\times10^3}{300\times325} 0{,}73MPa$$

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

$$\tau u = 0{,}73MPa < \bar{\tau} u = 3{,}33MPa$$

c.1. Vérification des armatures longitudinales :

$$A = 3{,}39cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15\times71{,}266\times10^3}{400}.10^{-2} = 2{,}05cm^2$$

c.2 . Vérification de compression dans la bielle de béton:

$$a = Min\left[b-c-2; 0{,}9d\right] = 25{,}5\,cm$$

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

$$V_u = 71{,}266KN \leq 510KN \qquad (cv)$$

c.3.Vérification au voisinage de l'appui:

$$\frac{2V_u}{b.a} < 0{,}8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times71{,}266\times10^3}{300\times255} = 1{,}86 < 0{,}8\times\frac{25}{1{,}15} = 17{,}39 \quad (c.v)$$

c. **Armatures transversales:**

$$\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 10{,}00\ ;\ \varphi_l = 12; \frac{b}{10} = 30;\right] = 10{,}00mm$$

$\varphi_t = 8\,mm$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0{,}502 cm^2$$

At = at.nt, (nt = 4).

At =2,009 cm^2 , At =4HA8=2,01 cm^2

d.1. Espacement:

On doit vérifier:

$$S_t \le \overline{S_t} = Min[0{,}9d; 40cm] = 29{,}25 \text{ cm}$$

Avec k =1 (flexion simple) et α=90°

$$S_t \le \frac{0{,}9A_t.(f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = \frac{0{,}9.2{,}01.(235/1{,}15)}{30(0{,}62 - 0{,}3.2{,}1)} \Rightarrow St \le -1232{,}21 \text{ cm}$$

✓ **Vérification vis-à-vis**(Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003).

St≤ min [h/4; 12Øl]

St≤ Min [8,7; 14,4] = 8,7cm en zone nodale

St≤ h/2 = 17,5cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

St = 5cm (zone nodale)

St = 15cm (zone courante)

d.2. Section minimale d'armatures transversales:

$$A_t \ge A_{t\,min} = \frac{0{,}4b_0.S_t}{f_e}$$

Zone nodale $A_t = 2{,}00cm^2 \ge A_{min} = \frac{0{,}4\times 300\times 50}{235} = 0{,}25cm^2$

Zone courante $A_t = 2{,}00cm^2 \ge A_{min} = \frac{0{,}4\times 300\times 150}{235} = 0{,}76cm^2$

At min =0,003. St.b ≤ At

0, 003.15.30=1,35 cm^2<2,01 cm^2 (C.V)

0, 003.5.30=0,45 cm^2<2,01 cm^2 (C.V)

d. **Vérification de la flèche:**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{275} = 0{,}127 \ge \frac{1}{16} = 0{,}0625 \quad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}127 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0{,}033 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{3{,}39}{30\times 32.5} = 0.003 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 \qquad \text{(c.v)}$$

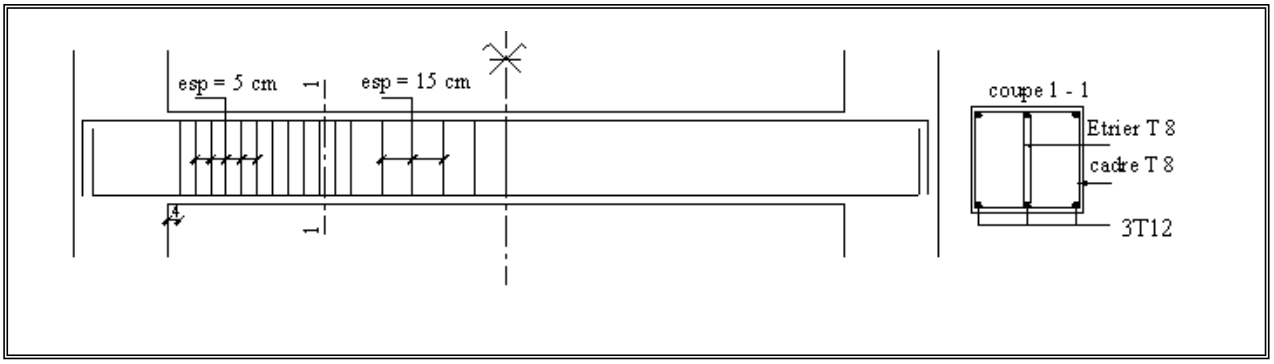


Figure.III.26 : Ferraillage de la poutre palière.

III.6.LA DALLE MACHINE :

III.6.1. INTRODUCTION :

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

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

III.6.2. PREDIMENSIONNEMENT :.

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

Nous avons deux conditions à vérifier :

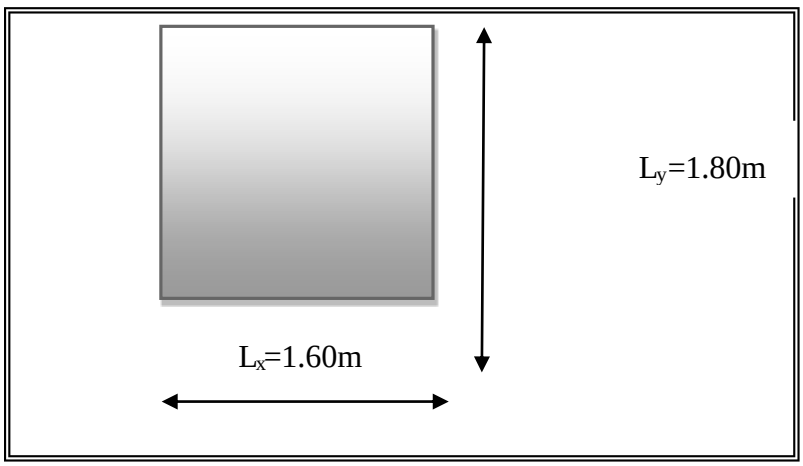


Figure.III.27 : La dalle machine.

❖ **RESISTANCE A LA FLEXION :**

$$\frac{L_y}{45} \le e \le \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{180}{45} \le e \le \frac{180}{40} \Rightarrow 4{,}00(cm) \le e \le 4.5(cm)$$

❖ **CONDITION DE L'E.N.A :**

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend : e=25cm

III.6.3. CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATION :

III.6.3.a. Charges permanentes G :

Tableau III.34 : Charges permanentes G (dalle machine).

N°	*composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*
1	Dalle pleine	0.25	25	6.25
2	Enduit en ciment	0.02	18	0,36
			TOTAL	**6.61**

III.6.3.b. Poids de la machine supportée :

q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées.

Tableau III.35 : Poids de la machine supportée.

P (kg.f)								
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
8400	3200	200	600	800	1250	750	1100	1000

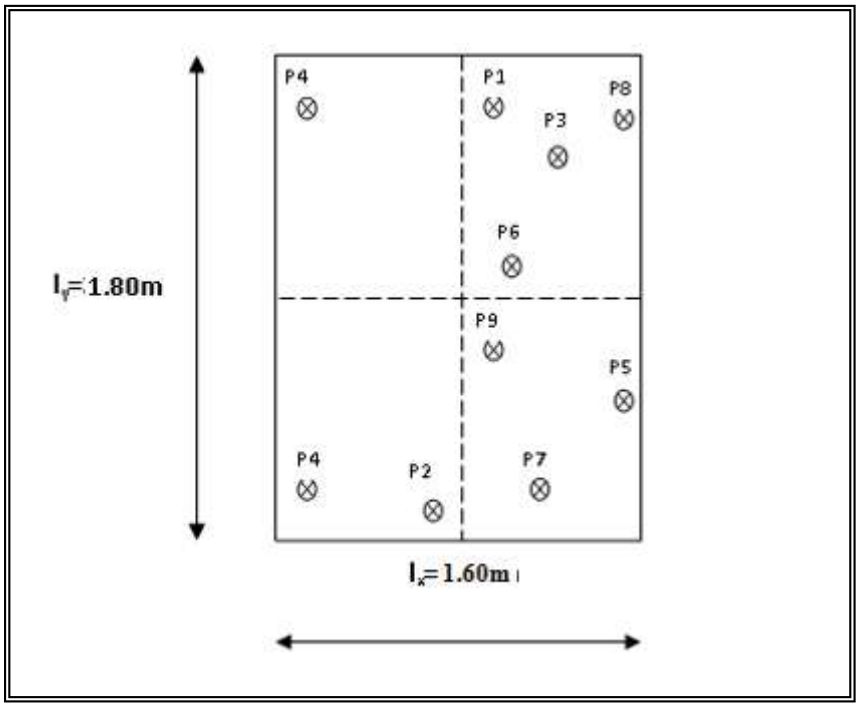


Figure III.28 : poids de la dalle machine supportée.

$$q=\frac{\sum P_i}{S}=\frac{17300}{2.88}=6006,94Kg/m^2=60,06(KN/m^2)$$

G_{tot}=6,61 + 60.06 = 66.67(KN/m^2)

III.6.3.c.La charge d'exploitation :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de :

Q=5kN/m2

Tableau III.36 : Différente charges.

$G\ (kN/m^2)$	$Q\ (kN/m^2)$	$q_U\ (kN/m^2)$	$q_{Ser}\ (kN/m^2)$
66.67	5	97.50	71.67

Les appuis sont considérés comme des semi-encastrements.

III.6.4. METHODE DE CALCUL :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- la méthode forfaitaire : la plus utilisé aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré et chargement répartie.
- La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

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

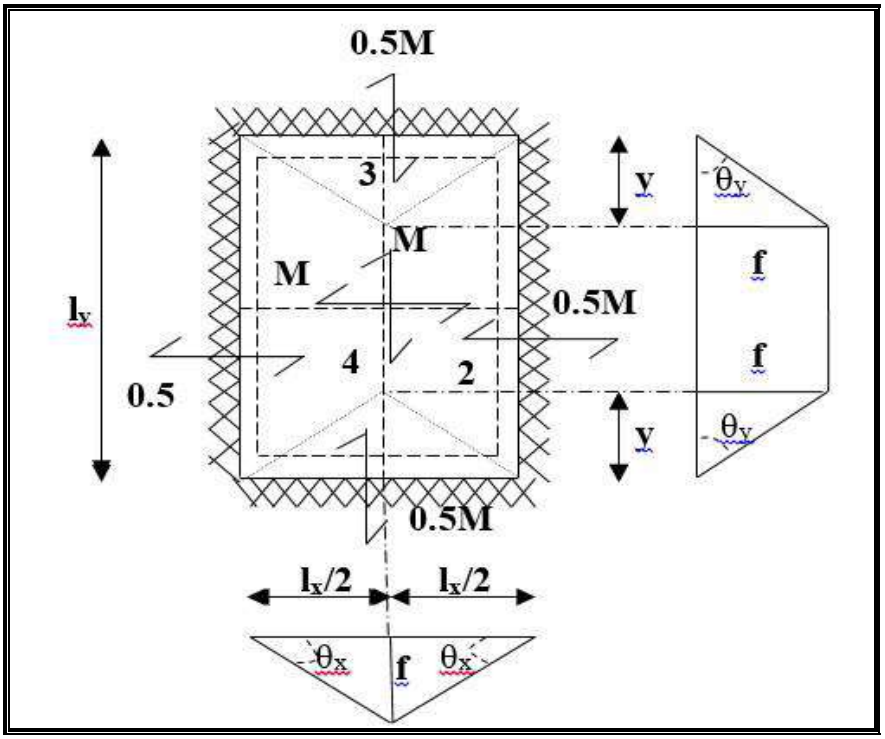


Figure III.29 : Ligne de la rupture d'une dalle machine

III.6.4.a. Principe de calcul:

Travail extérieur = Travail intérieur.($T_{ext}=T_{int}$)

Avec : $T_{ext}=q.s.f_{cdg}$, et : $T_{int}=M.L.\theta$

❖ **TRAVAIL EXTERNE :**

Avec : $T_{ext}=T_{ext}^1+T_{ext}^2+T_{ext}^3+T_{ext}^4$

→ $T_{ext}=q.f.L_x(\frac{L_y}{2}-\frac{y}{3})$

❖ **TRAVAIL INTERNE :**

Avec : $T_{int}=T_{int}^1+T_{int}^2+T_{int}^3+T_{int}^4$

❖ **PRINCIPE DU TRAVAIL VIRTUEL :**

$$T_{ext}=T_{int}$$

$$q(y)=\frac{3M\left(\frac{L_x}{y}+\frac{2L_y}{L_x}\right)}{L_x\left(\frac{L_y}{2}-\frac{y}{3}\right)} \quad , \quad avec: L_x = 1.6(m), L_y = 1.8(m)$$

$$q(y)=3M\frac{\left(\frac{1.6}{y}+2{,}25\right)}{1.44-0{,}53y} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots *$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy}=0 \Rightarrow 1.192y^2+1.696y-2.304=0 \Rightarrow y=0{,}57m$$

On remplace " y "dans(*), on trouve : M=0.075q

$$M_t=0{,}075xq=0.075\times(97.50)=7.31(KN.m$$

$$M_a=0{,}5xM_t=0.5\times 7.31=3.65(KN.m$$

III.6.5. CALCUL DU FERRAILLAGE :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

On a: $\rho=\frac{L_x}{L_y}=\frac{1.6}{1.8}=0{,}88$. Donc la dalle travaille suivant les deux directions.

On prendre: $\emptyset_{log} = 10(mm), \emptyset_{rep} = (10mm)$.

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 25-1{,}5-\frac{1}{2}=23cm \\ d_y = 23-\frac{1+1}{2}=22cm \end{cases}$

Tel que: $\mu=\frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A=\frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta.}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III.37 : ferraillage de la dalle.

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
Sens x	En travée	7.31	0,0092	0,9955	0.92	0	2,5
	Sur appuis	3.65	0,0045	0,998	0,46	0	2,5
Sens-y	En travée	7.31	0,010	0,995	0.96	0	2,5
	Sur appuis	3.65	0,005	0,9975	0.48	0	2,5

❖ **CONDITION DE NON FRAGILITE :**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5 cm^2$$

Ona : $A_{cal} < A_{min} \rightarrow$ donc la condition non vérifie.

Donc on adopte les sections: $\begin{cases} A_x = 4\varphi 10 = 3,14 cm^2 \\ A_y = 4\varphi 10 = 3,14 cm^2 \end{cases}$

❖ **CONDITION D'ESPACEMENT:**

$$S_t = 25cm \leq \overline{S}_t = Min[3h = 75cm, 33cm] = 33cm$$

❖ **VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT:**

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 54KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{54 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0,234 MPa < \overline{\tau}_u = 1,16 MPa \ldots\ldots (c.v).$$

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 1.16 MPa$

$$V_{uy} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 52KN$$

$$\tau_u = \frac{52 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0,236 MPa < \overline{\tau}_u = 1,16 MPa \ldots\ldots (c.v).$$

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.6. .VERIFICATION A L'E.L.S:

La fissuration est considéré peu nuisible donc vérifier que:

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.38 : Vérification à l'E.L.S.

Sens	*Mser (KN.m)*	*As (cm2)*	*Y (cm)*	*I (cm4)*	*K (N/mm3)*	σ_{bc} *(MPa)*	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$
Sens (x)	5.37	3,14	4,21	19135,14	0,028	1.18	Oui
Sens (y)	5.37	3,14	4,11	17406,33	0,030	1,26	Oui

❖ **VERIFICATION DE LA FLECHE :**

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

1- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{25}{180} = 0{,}138 \geq 0{,}042$ ..... **(c.v).**

2- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{03{,}14}{100 \times 22} = 0{,}0014 \leq \frac{2}{400} = 0{,}005$ ..... **(c.v).**

Donc la vérification de la flèche n'apas nécessaire.

III.6.7. VERIFICATION DU POINÇONNEMENT :

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$$Q_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

$Q_u(P_1)$= 84 KN ; γ_b = 1,5 ; f_{cj} = 25 MPa ; h = 25 cm

$U_c = 2(u + v)$

$u = a + 2(e + h/2)$

$v = b + 2(e + h/2)$

Uc = 2(a+b) + 8e + 4h

Avec : e (revêtement)=02cm ; a=b=0.

→ U_c = 8e + 4h = 116 cm.

Q_u = 84 KN < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) =2175 KN…… **(CV).**

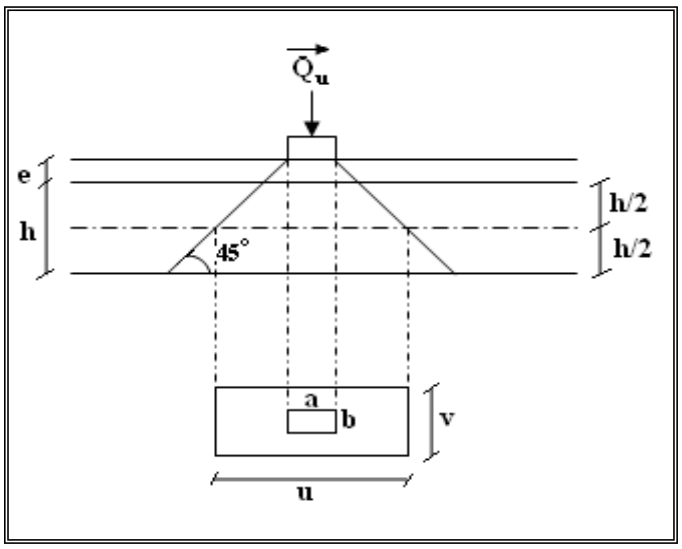


Figure III.30 : Schéma de la vérification du poinçonnement.

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV. ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION:

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord algérien sont les tremblements de terre, ces derniers ont le plus grand effet destructeurs dans la plus part des ouvrages .Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importance prévention est la construction parasismique
La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économique et techniquement cohérent

IV.2. INTRODUCION SUR LE COEFFICIENT R :

Dans le cas des ouvrages qui relèvent du présent règlement, il est admis que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le Rappelle sur les points parlent sur le coefficient de comportement dans le RPA structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le domaine post-élastique. Il est fait alors recours à des méthodes de calcul linéaire équivalent, utilisant un modèle élastique de la structure où l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse.

❖ **UN COEFFICIENT DE COMPORTEMENT UNIQUE ASSOCIE A LA STRUCTURE PERMET ALORS :**

- de déterminer les efforts de dimensionnement de la structure
- d'estimer les déformations inélastiques(1) subies par la structure pour la vérification des critères d'endommagement.

(1) déformations inélastiques : *Plastique (déformation)* : Déformation irréversible des éléments constructifs réalisés en matériaux ductiles. Ce type de déformation se produit au-delà de la limite d'élasticité et peut donner lieu à une importante dissipation d'énergie.

- Déformation post- élastique : Déformation irréversible d'éléments réalisés en matériaux ductiles (accompagnée de dissipation d'énergie) après dépassement de la limite d'élasticité.

IV.2.1. CLASSIFICATION DES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT[1] ►► [ART 3.4] ◄◄

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.) La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction :

- de la nature des matériaux constitutifs (Béton armé, Acier, Maçonnerie)
- du type de construction (Autostable, Mixte portiques/voiles, Pendule inverse, …)
- des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure,
- des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Ductilité : Capacité d'un matériau , d'une section , d'un élément ou d'une structure de subir avant rupture des déformations irréversibles (déformations plastique) sans perte significative de résistance sous sollicitations alternées .

❖ **POUR QUOI UNE STRUCTURE DUCTILE ? [1] ►► [ART 2.5.5] ◄◄ :**

La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées.

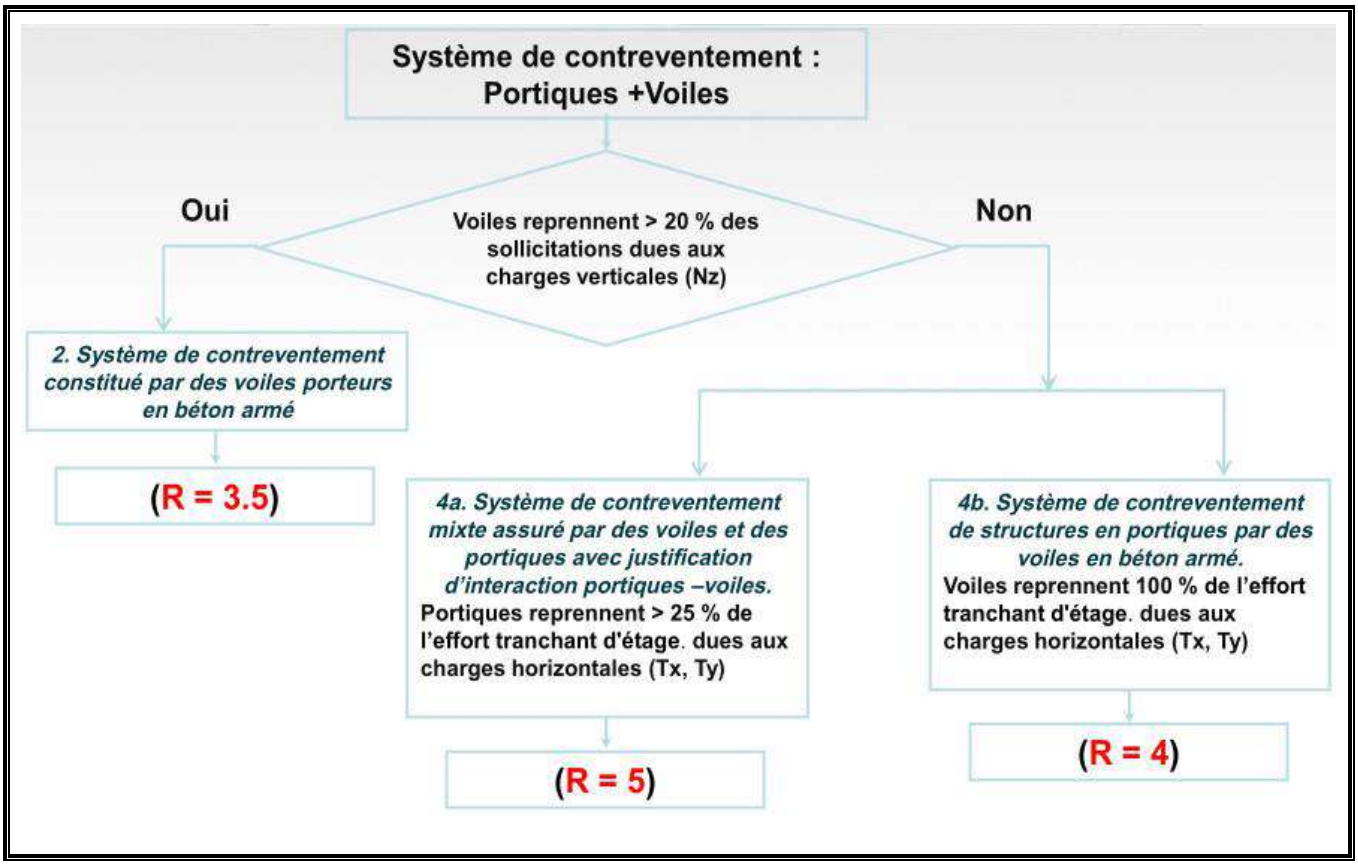


Figure.IV.1 : types des systèmes de contreventement

IV.2.2. SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT DANS LES DEUX VARIANTES :

IV.2.2.a. 1er variante :

❖ **SYSTEME DE CONTREVENTEMENT MIXTE ASSURE PAR DES VOILES ET DES PORTIQUES AVEC JUSTIFICATION D'INTERACTION PORTIQUES -VOILES (R = 5) :**

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

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

IV.2.2.b. 2eme variante :

❖ **SYSTEME DE CONTREVENTEMENT CONSTITUE PAR DES VOILES PORTEURS EN BETON ARME (R = 3.5)**

Le système de contreventement est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20%

Des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

IV.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE :

Le calcul dynamique est effectué à l'aide du logiciel SAP2000V17.1.1, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10 niveaux (RDC+9 étages) encastrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à vérifier les conditions de RPA afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

- Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type FRAME.
- Les voiles et dalles par un élément de type SHELL.

La participation massique des charges est donnée comme suit :

$W= G + (\beta \times Q)$

Avec : G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

β: Coefficient de pondération, avec : $\beta = 0,2$ (Bâtiment d'habitation).

Le spectre de réponse de calcul donné par le RPA est introduit en termes de périodes.

Ce fichier est généré par des applications comme RPA99 sous forme de fichier texte.

Pour l'orientation de la sollicitation sismique on va considérer deux directions orthogonales X et Y.

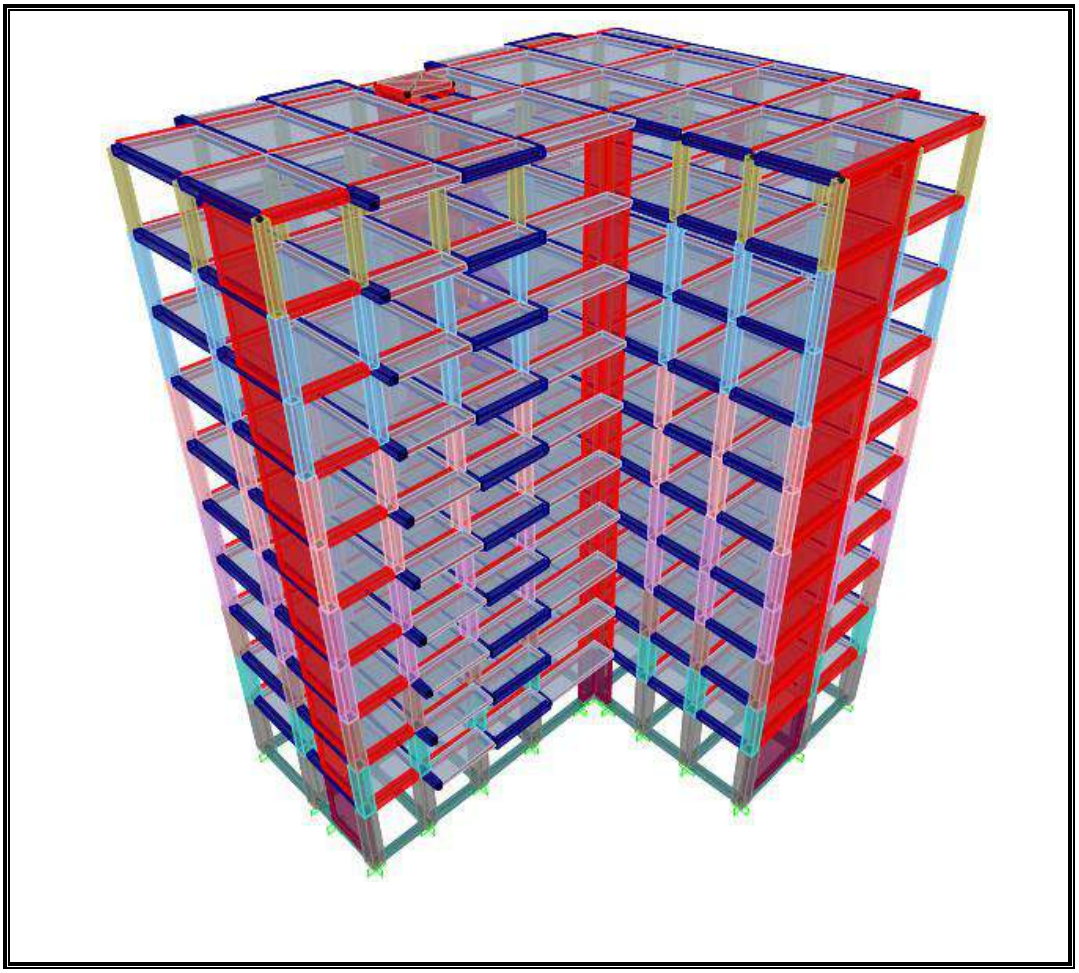


Figure IV.2 : Modèle 3D de la structure

IV.4. METHODE APPLICABLE SELON RPA99 V2003 :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Dans notre structure, la méthode statique équivalente n'est pas applicable car certaines conditions ne sont pas vérifiées :

Régularité en plan n'est pas vérifiée selon les deux sens.

Dans notre cas, on utilisera la méthode dynamique spectrale.

IV.5. METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :

IV.5.1. PRINCIPE :

Cette méthode donne le maximum de chaque mode de rotation, des effets engendrés dans la Structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul du RPA.

IV.5.2. MODELISATION :

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

IV.5.3. SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\,[1+(T/T_1)(2{,}5\eta(Q/R)-1)] & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta\,(1{,}25A)\,(Q/R) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta\,(1{,}25A)\,(Q/R)(T_2/T)^{2/3} & T_2 \le T \le 3{,}0\ s \\ 2{,}5\eta\,(1{,}25A)(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{3/5}(Q/R) & T \ge 3{,}0\ s \end{cases}$$

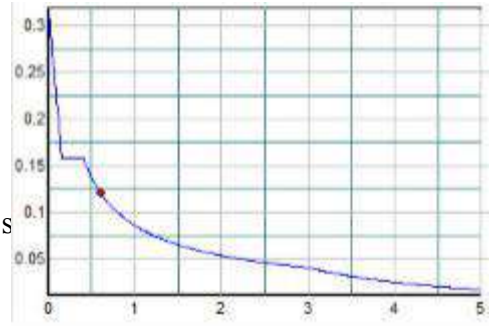


Figure.IV.3 : Spectre de calcul RPA99

- **g** : accélération de la pesanteur.
- **A** : coefficient d'accélération de zone.
- **η** : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).
- **R:** coefficient de comportement de la structure ; Il est fonction du système de contreventement.
- **T_1, T_2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- **Q** : facteur de qualité.

Tableau.IV.1: Facteur de pénalité P

	Pq suivant x		*Pq suivant y*	
Critère q	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1 Condition minimale sur les files de contreventement	oui	-	oui	-
2 Redondances en plan	oui	-	oui	-
3 Régularité en plan	-	0.05	-	0.05
4 Régularité en élévation	-	0.05	-	0.05
5 Contrôle de la qualité des matériaux	-	0.05	-	0.05
6 Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	-	oui	-
∑	0.15		0.15	

Q = 1,15.

Facteur d'amplification dynamique :

$$\mathbf{D} = \begin{cases} 2{,}5\,\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\,\eta\,(T_2/T)^{2/3} & T_2 \le T \le 3s \\ 2{,}5\,\eta\,(T_2/T)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \ge 3s \end{cases}$$

avec- η facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

où ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ donnée par le tableau 4.2 du RPA99

Nous avons un portique en Béton Armé avec remplissage dense $\Rightarrow \xi = 7\ \%$

D'où η = **0.882**> **0.7**

T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99.

IV.6. ETUDE DE PREMIERE VARIANTE(R=5):

❖ **REMARQUE :**

Les résultats obtenue dans le choix de pré dimensionnement des poteaux de RDC sont pas satisfaites d'après faire l'analyse dynamique au vérification d'effort normale réduit à la base on a décidé d'augmenter les sections de poteaux de la structure est faire les vérifications

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$ [1] ►► l'art 7.4.3.1◄◄

D'où

Nd_{max} =3201.10 KN

$$V = \frac{3201.10^3}{530^2.25} = 0.46 \leq 0.3$$ CNV

Donc on a choisi une section de 70 cm pour le RDC

IV.6.1. CHOIX DE DISPOSITION OPTIMALE DES VOILES :

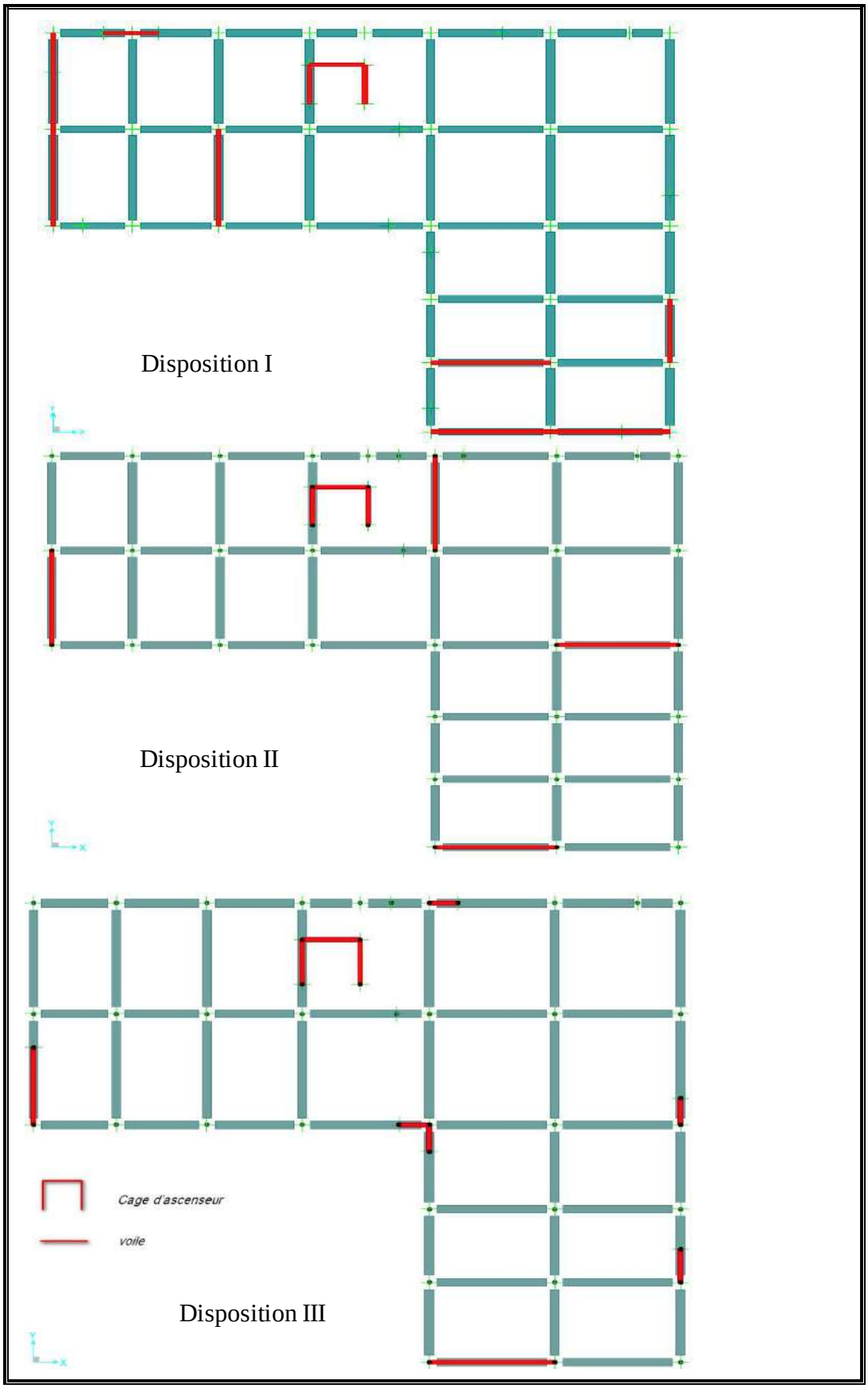


Figure.IV.4: choix de disposition optimale des voiles

Tableau.IV.2: choix de disposition des voiles

	Les modes	*Période*	*UX*	*UY*	*RZ*	*commentaire*	*Le Choix*
disp 1	Mode1	0.834	6.60%	47.30%	18.44%	Rotation combiné avec translation	Choix refusé
	Mode2	0.762	49.65%	15.17%	6.25%		
	Mode3	0.678	15.31%	6.99%	44.77%		
disp 2	Mode1	0.763	17.98%	41.95%	13.48%	-Combiné trois modes -Modèle non dissipative	Choix refusé
	Mode2	0.568	51.78%	18.35%	0.14%		
	Mode3	0.354	1.39%	8.79%	57.48%		
disp 3	Mode1	0.771	71.46%	0.60%	2.83%	-Translation pure des 2 premiers modes. -Modèle dissipative	Choix obtenue
	Mode2	0.758	0.96%	69.40%	3.31%		
	Mode3	0.630	1.39%	2.81%	64.28%		

IV.6.2. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE:

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.6.2.a. Centre de masse :

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe orthonormé, convenablement choisi, et défini par les relations suivantes :

$$X_{Gj} = \frac{\sum W_i \cdot X_i}{\sum W_i} \qquad \text{et} \qquad Y_{Gj} = \frac{\sum W_i \cdot y_i}{\sum W_i}$$

W_i : poids de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i , Y_i : coordonnées de centre de masse de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G , Y_G : coordonnées de centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.6.2.b. Centre de torsion :

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les relations suivantes :

$$X_{tj} = \frac{\sum I_{yi} \cdot X_i}{\sum I_{yi}} \qquad \text{et} \qquad Y_{tj} = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}}$$

I_{xi}, I_{yi} : moments d'inertie de la section transversale (du poteau ou voile) par rapport au repère global « ox ; oy » respectivement.

X_i, Y_i : coordonnées du point « i » par rapport au repère global choisi.

X_{tj} ,Y_{tj} : coordonnées de centre de torsion du niveau « j » par rapport au repère choisi.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.IV.3: centre de masse et centre d'inertie

	Inertie et centre d'inertie				*Masse et centre de Masse*		
Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)
4.08	2.81	1.56	12.04	9.83	6359.14	15.27	12.64
7.31	2.45	1.32	12.00	9.79	6354.96	15.27	12.68
10.54	2.45	1.32	12.04	9.91	6286.51	15.28	12.68
13.77	2.35	1.23	12.01	9.88	6218.31	15.29	12.69
17	2.35	1.23	12.01	9.88	6155.82	15.30	12.70
20.23	2.27	1.15	11.98	9.83	6093.55	15.30	12.70
23.46	2.27	1.15	11.98	9.83	6037.01	15.31	12.71
26.69	2.22	1.10	11.95	9.78	5980.66	15.32	12.71
29.92	2.22	1.10	11.95	9.78	5634.82	15.38	12.69
33.15	2.18	1.05	11.86	9.58	4314.46	15.48	12.78

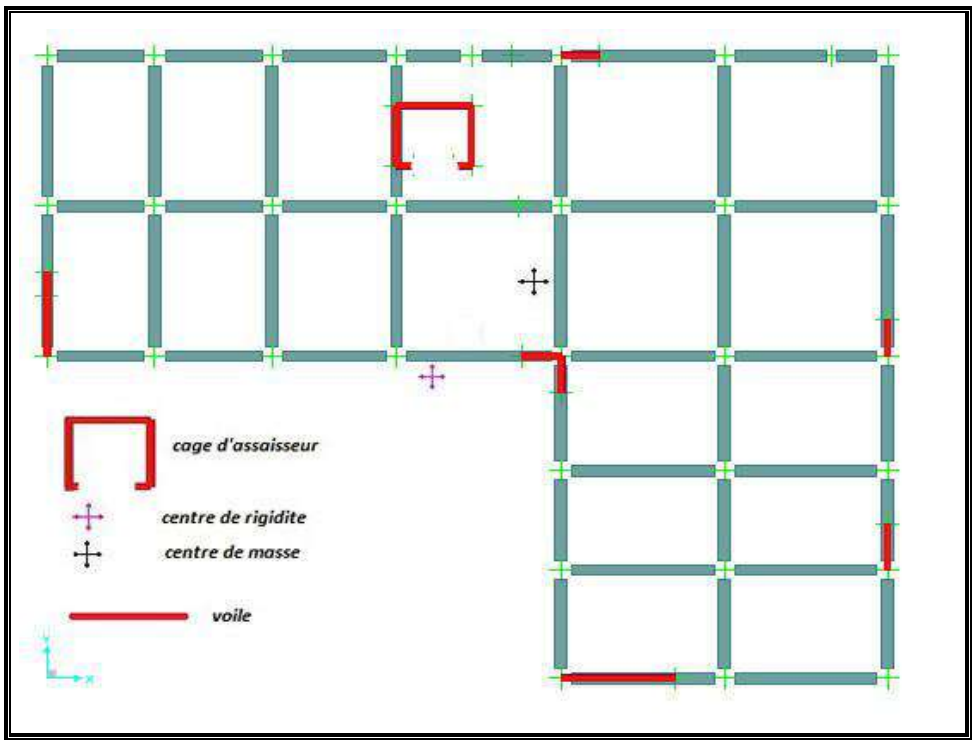


Figure.IV.5: position du centre de masse et de torsion (niveau terrasse)

IV.6.2.c. Excentricité :

Calcul d'excentricité selon [1] ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée

❖ **EXCENTRICITE ADMISSIBLE :**

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.07 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3.32 m

❖ **CALCUL DE L'EXCENTRICITE:**

Tableau.IV.4: calcul de l'excentricité

Niveau (m)	*Ex = |XR-XG| (m)*	*Ey = |YR-YG| (m)*	*Vérification*
4.08	3.23	2.81	Ok
7.31	3.27	2.89	Ok
10.54	3.24	2.77	Ok
13.77	3.28	2.81	Ok
17	3.29	2.82	Ok
20.23	3.32	2.87	Ok
23.46	3.33	2.88	Ok
26.69	3.37	2.93	Ok
29.92	3.43	2.91	Ok
33.15	3.62	3.2	Ok

IV.6.3. JUSTIFICATION DE COEFFICIENT DE COMPORTEMENT :

➢ D'après l'art [1] ►► [Art 3.4] ◄◄, il faut que :

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

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

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

Les tableaux c'est après résume les calculs :

❖ **SUIVANT X :**

Tableau.IV.5: Efforts normaux et tranchants dans les poteaux et voiles selon X.

	Sollicitations dues aux charges verticales			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
Étage	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
9 eme	4286.816	3672.778	614.038	1330.514	717.419	613.095
8 eme	9794.642	8437.636	1357.006	1837.346	1099.51	737.836
7 eme	15418.909	13296.37	2122.539	2479.784	1181.139	1298.645
6 eme	21328.895	18595.046	2733.849	3123.571	1681.807	1441.764
5 eme	27266.3	23780.384	3485.916	3639.243	1677.99	1961.253
4 eme	33437.385	29545.532	3891.853	4180.065	2144.937	2035.128
3 eme	39573.058	35076.767	4496.291	4569.747	2005.648	2564.099
2 eme	46204.384	41299.006	4905.378	5001.113	2283.324	2717.789
1 er	52510.103	47134.709	5375.394	5131.529	2027.422	3104.107
RDC	59038.397	53149.122	5889.275	5218.406	1493.983	3724.423

❖ **VALEUR EN POURCENTAGE :**

Tableau IV.6 : Distribution des efforts aux poteaux et voiles en pourcentage selon X.

	Sollicitations dues aux charges verticales			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
Étage	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
9 eme	100%	85.68%	14.32%	100%	53.92%	46.08%
8 eme	100%	86.15%	13.86%	100%	59.84%	40.16%
7 eme	100%	86.23%	13.77%	100%	47.63%	52.37%
6 eme	100%	87.18%	12.82%	100%	53.84%	46.16%
5 eme	100%	87.22%	12.79%	100%	46.11%	53.89%
4 eme	100%	88.36%	11.64%	100%	51.31%	48.69%
3 eme	100%	88.64%	11.36%	100%	43.89%	56.11%
2 eme	100%	89.38%	10.62%	100%	45.66%	54.34%
1 er	100%	89.76%	10.24%	100%	39.51%	60.49%
RDC	100%	90.03%	9.98%	100%	28.63%	71.37%

❖ **SUIVANT Y :**

Tableau.IV.7: Efforts normaux et tranchants dans les poteaux et voiles selon Y.

	Sollicitations dues aux charges verticales			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
Étage	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
9 eme	4509.996	3672.778	837.218	1240.704	656.631	584.073
8 eme	10267.776	8437.636	1830.14	1748.038	1026.393	721.645
7 eme	16150.688	13296.37	2854.318	2351.093	1131.743	1219.35
6 eme	22305.665	18595.046	3710.619	2985.194	1653.285	1331.909
5 eme	28390.773	23780.384	4610.389	3453.365	1640.609	1812.756
4 eme	34813.228	29545.532	5267.696	3995.868	2128.636	1867.232
3 eme	41108.657	35076.767	6031.89	4374.53	1999.407	2375.123
2 eme	47803.734	41299.006	6504.728	4828.664	2336.139	2492.525
1 er	54312.796	47134.709	7178.087	5025.803	2164.707	2861.096
RDC	60924.706	53149.122	7775.584	4618.937	1369.142	3249.795

❖ **VALEUR EN POURCENTAGE :**

Tableau.IV.8: distribution des efforts aux poteaux et voiles en pourcentage selon Y.

	Sollicitations dues aux charges verticales			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
Étage	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
9 eme	100%	81.44%	18.56%	100%	52.92%	47.08%
8 eme	100%	82.18%	17.82%	100%	58.72%	41.28%
7 eme	100%	82.33%	17.67%	100%	48.14%	51.86%
6 eme	100%	83.37%	16.64%	100%	55.38%	44.62%
5 eme	100%	83.76%	16.24%	100%	47.51%	52.49%
4 eme	100%	84.87%	15.13%	100%	53.27%	46.73%
3 eme	100%	85.33%	14.67%	100%	45.71%	54.29%
2 eme	100%	86.39%	13.61%	100%	48.38%	51.62%
1 er	100%	86.78%	13.22%	100%	43.07%	56.93%
RDC	100%	87.24%	12.76%	100%	29.64%	70.36%

IV.6.4. RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :

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

IV.6.4.a. Vérification de la participation massique modale (dissipation énergétique) :

D'après le [1] ►► [Art 4.3.4] ◄◄,**:** le nombre de modes propres de vibrations à retenir pour chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit 90% au moins de la masse totale de la structure

Notre structure dissipe plus de 90% dans le 7eme

Tableau.IV.9: Période et facture de participation massique du modèle du 1^{ere}variante

Mode		*Période*	*UX*	*UY*	*SumUX*	*SumUY*
Mode	1	0.771	71.46%	0.60%	71.46%	0.60%
Mode	2	0.758	0.96%	69.40%	72.42%	70.00%
Mode	3	0.630	1.39%	2.81%	73.81%	72.82%
Mode	4	0.250	8.41%	3.54%	82.22%	76.35%
Mode	5	0.234	5.03%	10.68%	87.24%	87.03%
Mode	6	0.172	1.53%	1.52%	88.77%	88.55%
Mode	7	0.135	2.60%	1.62%	91.37%	90.17%

- ***1er mode ; T=0.771 :***

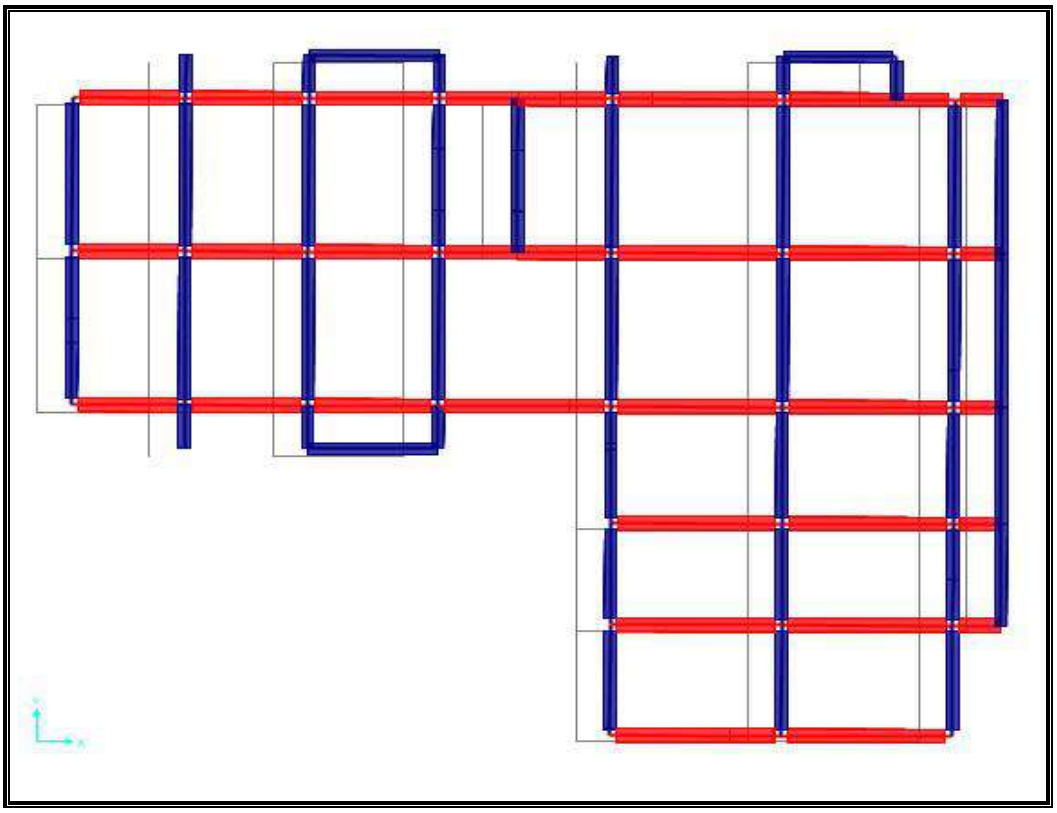


Figure IV.6: Translation suivant X.

- ***2eme mode ; T=0.758 :***

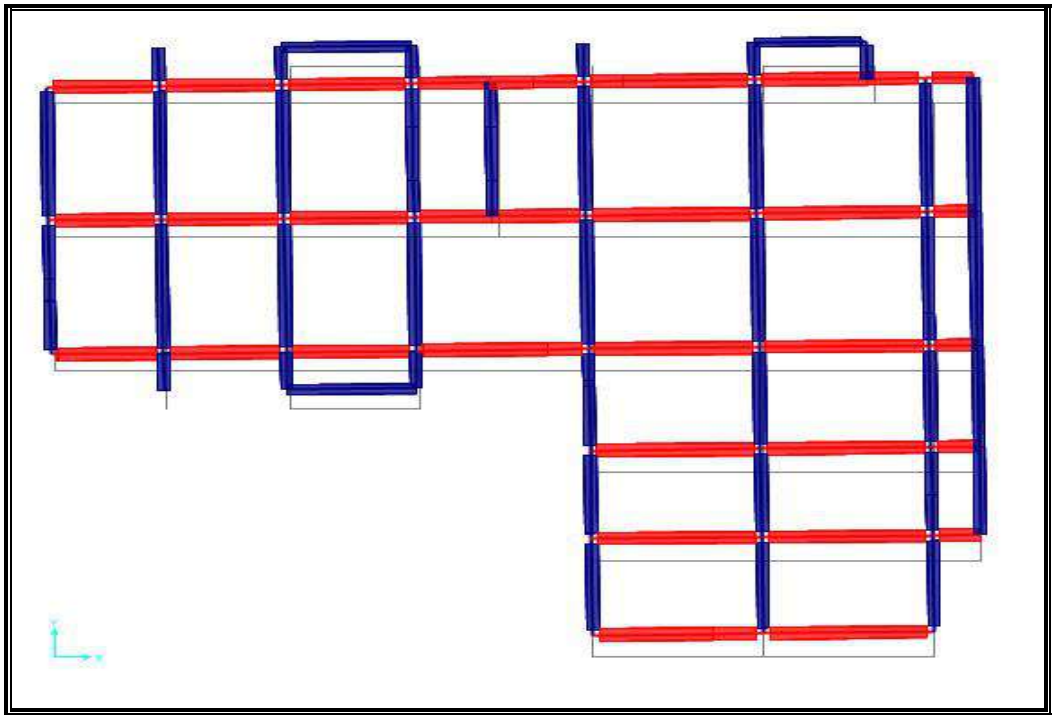


Figure IV.7 : Translation suivant Y.

- ***3eme mode ;T=0.630 :***

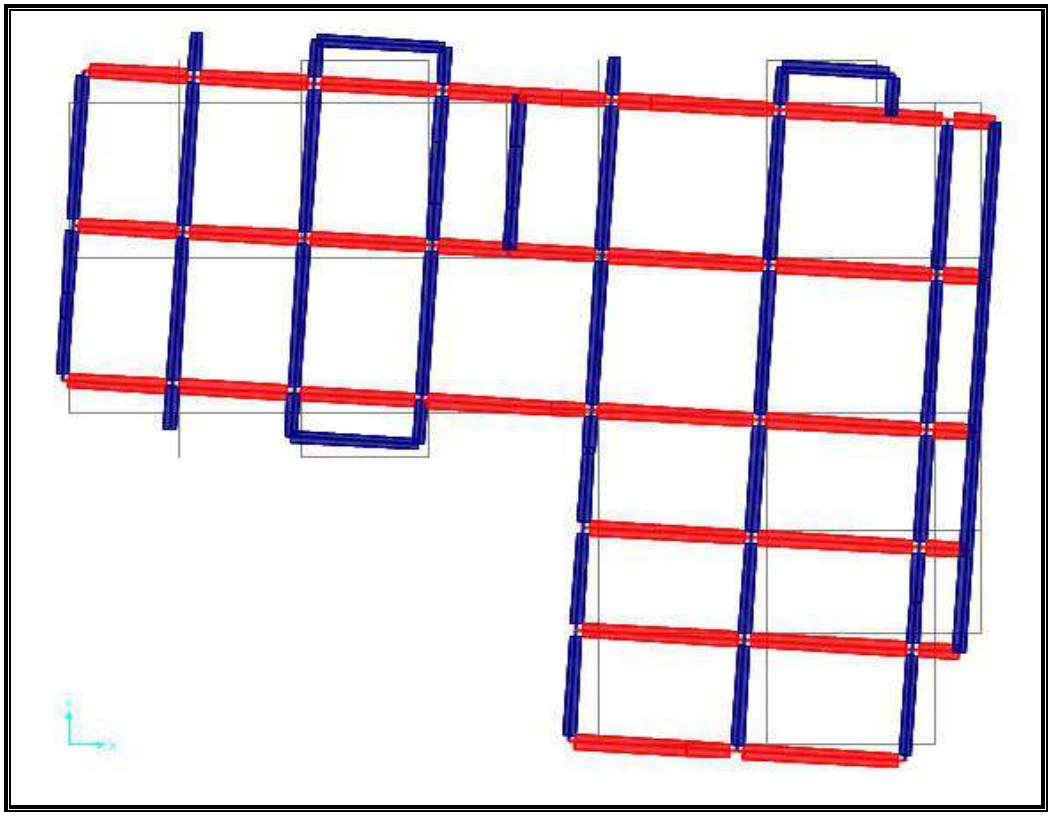


Figure .IV.8: Rotation autour Z.

IV.6.4.b. Vérification de la force sismique V à la base:

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si Vt < 0.8 V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces; déplacement; moment…) dans le rapport V/Vt.

Tableau.IV.10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

Spectre	*Vdyn (KN)*	*Vdyn (KN)*	*Vsta (KN)*	*80%V*	*0.8Vs < Vdyn*
Ex	4962.25	-	6174.34	4939.47	*vérifier*
Ey	-	4939.84	6174.34	4939.47	*vérifier*

IV.6.4.c. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \qquad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

- ✓ F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y.
- ✓ h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

➢ Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} M_{tx} = Y_G . W_i \\ M_{tx} = X_G . W_i \end{cases}$$

Avec :

- ✓ X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- ✓ Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

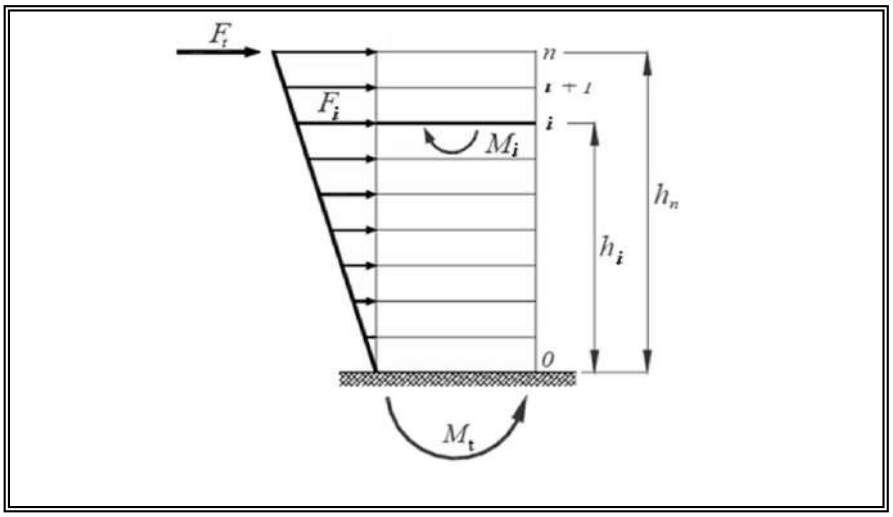


Figure IV.9: Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV.6.4.c.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [1] ►► [art 4.2.5] ◄◄

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t) \qquad F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\text{s} \end{cases}$$

On a:

- Tx = 0,35 s → $F_t = 0$
- Ty = 0,39 s → $F_t = 0$

Donc on a:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X \qquad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_y = \alpha_y.V_y$$

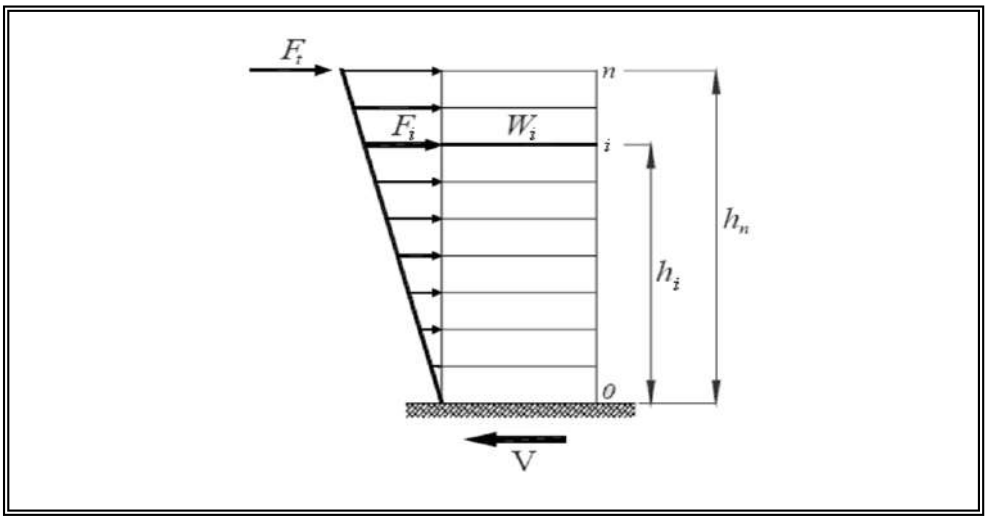


Figure.IV.10: Distribution des forces sismiques.

- **V_X = 4962.25 KN**

Tableau.IV.11 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

Niveau (m)	*Wi (KN)*	*Wihi (KN.m)*	*Fix (KN)*
4.08	6359.14	25945.29	120.88
7.31	6354.96	46454.76	216.43
10.54	6286.51	66259.82	308.71
13.77	6218.31	85626.13	398.94
17	6155.82	104648.94	487.56
20.23	6093.55	123272.52	574.33
23.46	6037.01	141628.25	659.85
26.69	5980.66	159623.82	743.70
29.92	5634.82	168593.81	785.49
33.15	4314.46	143024.35	666.36
SOMME		1065077.68	

- **V_Y = 4939.84KN**

Tableau.IV.12: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

Niveau (m)	*Wi*	*Wihi*	*Fiy (KN)*
4.08	6359.14	25945.29	120.33
7.31	6354.96	46454.76	215.46
10.54	6286.51	66259.82	307.31
13.77	6218.31	85626.13	397.14
17	6155.82	104648.94	485.36
20.23	6093.55	123272.52	571.74
23.46	6037.01	141628.25	656.87
26.69	5980.66	159623.82	740.34
29.92	5634.82	168593.81	781.94
33.15	4314.46	143024.35	663.35
SOMME		1065077.68	

IV.6.4.c.2. Moment de renversement :

Tableau.IV.13: Calcul du moment de renversement.

Niveau (m)	*Fix (KN)*	*Fiy (KN)*	*MRxi (KN.m)*	*MRyi (KN.m)*
4.08	120.880	120.335	493.192	490.965
7.31	216.435	215.458	1582.140	1574.996
10.54	308.708	307.314	3253.779	3239.088
13.77	398.936	397.135	5493.353	5468.550
17	487.565	485.363	8288.597	8251.173
20.23	574.333	571.740	11618.750	11566.290
23.46	659.853	656.874	15480.151	15410.256
26.69	743.695	740.337	19849.224	19759.603
29.92	785.487	781.940	23501.766	23395.653
33.15	666.357	663.349	22089.749	21990.012
∑MR			111650.700	111146.587

IV.6.4.c.3. Moment stabilisant :

Tableau.IV.14: Calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	*Wi (KN)*	*XG(m)*	*YG(m)*	*MSx (KN.m)*	*MSy (KN.m)*
4.08	6359.14	15.27	12.64	97104.07	80219.0736
7.31	6354.96	15.27	12.68	97040.24	80436.0648
10.54	6286.51	15.28	12.68	96057.87	79628.0595
13.77	6218.31	15.29	12.69	95077.96	78821.6156
17	6155.82	15.3	12.7	94184.05	78025.493
20.23	6093.55	15.3	12.7	93231.32	77292.795
23.46	6037.01	15.31	12.71	92426.62	76631.9664
26.69	5980.66	15.32	12.71	91623.71	75972.4333
29.92	5634.82	15.38	12.69	86663.53	71387.953
33.15	4314.46	15.48	12.78	66787.84	55067.3718
∑MS				906067.763	753482.826

Donc il faut vérifier que : $\frac{Ms}{M_R} \geq 1{,}5$

Tableau.IV.15: Vérification de stabilisation.

MSx (KN.m)	*MSy (KN.m)*	*MRx (KN.m)*	*MRy (KN.m)*	*MSx/MRx*	*MSy/MRy*	$\frac{Ms}{M_R} \geq 1{,}5$
910197.21	754539.97	111650.70	111146.59	8.15	6.79	C.V

- La structure est vérifiées contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

IV.6.4.d. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [1] ►► [Art 4.3.3] ◄◄,

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.
- he : la hauteur de l'étage k.

IV.6.4.d.1. Vérification déplacement en tête :

Le calcul de déplacement maximum au dernier niveau

$d = R\ \delta ek \leq \frac{H}{250}$

- δek : déplacement théorique dû aux forces sismiques Fi
- R : coefficient de comportement
- H : hauteur totale de la structure en (cm)

Tableau.IV.16: Vérification des déplacements en tête.

	Δtheorique (cm)	*R*	*Δréel(cm)*	*[δ] (cm)*	
δy	2.41	5	12.05	13.26	cv
δy	2.51	5	12.55	13.26	cv

IV.6.4.d.2. Vérification les déplacements inter étages :

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon (*Art.5.10: RPA 99 VERSION 2003*): le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$$\Delta\ k\ limite = 0{,}01 \times h_e$$

Tableau.IV.17: Vérification des déplacements inter-étage sens X.

niveau	*δ(cm)*	*Δδ(cm)*	*Δδ.R (cm)*	*He/100*	*Δδ.R<He/100*
33.15	2.41	0.17	0.86	2.78	cv
29.92	2.23	0.20	1.01	2.78	cv
26.69	2.03	0.24	1.18	2.78	cv
23.46	1.80	0.26	1.29	2.78	cv
20.23	1.54	0.28	1.40	2.78	cv
17	1.26	0.29	1.43	2.78	cv
13.77	0.97	0.29	1.44	2.78	cv
10.54	0.69	0.27	1.35	2.78	cv
7.31	0.42	0.24	1.21	2.78	cv
4.08	0.17	0.17	0.87	3.63	cv

Tableau.IV.18: Vérification des déplacements inter-étage sens Y.

niveau	δ(cm)	Δδ(cm)	Δδ.R(cm)	He/100	Δδ.R<He/100
33.15	2.51	0.19	0.96	2.78	*cv*
29.92	2.31	0.22	1.11	2.78	*cv*
26.69	2.09	0.26	1.28	2.78	*cv*
23.46	1.84	0.28	1.39	2.78	*cv*
20.23	1.56	0.30	1.48	2.78	*cv*
17	1.26	0.30	1.48	2.78	*cv*
13.77	0.97	0.29	1.46	2.78	*cv*
10.54	0.68	0.27	1.34	2.78	*cv*
7.31	0.41	0.24	1.19	2.78	*cv*
4.08	0.17	0.17	0.84	3.63	*cv*

IV.6.4.e. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1] ►► [Art 5.9] ◄◄,

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \Delta_k \ / \ V_k \times h_k \quad \leq 0{,}10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,10<\theta\leq 0,20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta>0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

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

Niveau (m)	Masse.g (kN)	Δx	Vkx	φkx	φkx<0.1
33.150	4379.430	0.860	349.831	0.033	cv
29.920	5749.830	1.005	459.299	0.039	cv
26.690	6082.490	1.177	485.872	0.046	cv
23.460	6138.830	1.289	490.373	0.050	cv
20.230	6195.370	1.401	494.889	0.054	cv
17.000	6257.640	1.426	499.863	0.055	cv
13.770	6320.140	1.442	504.856	0.056	cv
10.540	6388.340	1.352	510.304	0.052	cv
7.310	6456.780	1.209	515.771	0.047	cv
4.080	6453.730	0.870	651.192	0.021	cv

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

Niveau (m)	Masse.g (kN)	Δy	Vky	φky	φky<0.1
33.15	4379.430	0.964	348.251	0.038	cv
29.92	5749.830	1.113	457.225	0.043	cv
26.69	6082.490	1.283	483.678	0.050	cv
23.46	6138.830	1.388	488.159	0.054	cv
20.23	6195.370	1.476	492.655	0.057	cv
17	6257.640	1.478	497.606	0.058	cv
13.77	6320.140	1.460	502.576	0.057	cv
10.54	6388.340	1.344	508.000	0.052	cv
7.31	6456.780	1.189	513.442	0.046	cv
4.08	6453.730	0.844	648.252	0.021	cv

IV.6.4.f. Vérification de l'effort normale réduit à la base dans les poteaux :

Les vérifications de prescrites par le CBA et dans le but de éviter ou limiter le risque d'une rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme (G+Q+Ed), l'effort normale de compression le calcul est limiter par la condition suivant :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$ [1] ►► [Art 7.4.3.1] ◄◄,

Nd_{max}= 3427.32KN

$$V = \frac{3427.32.10^3}{680^2.25} = 0.296 \leq 0.3$$ cv

IV.7. ETUDE DE DEUXIEME VARIANTE(R=3,5 ; voiles porteurs):

IV.7.1. CHOIX DE DISPOSITION OPTIMALE DES VOILES :

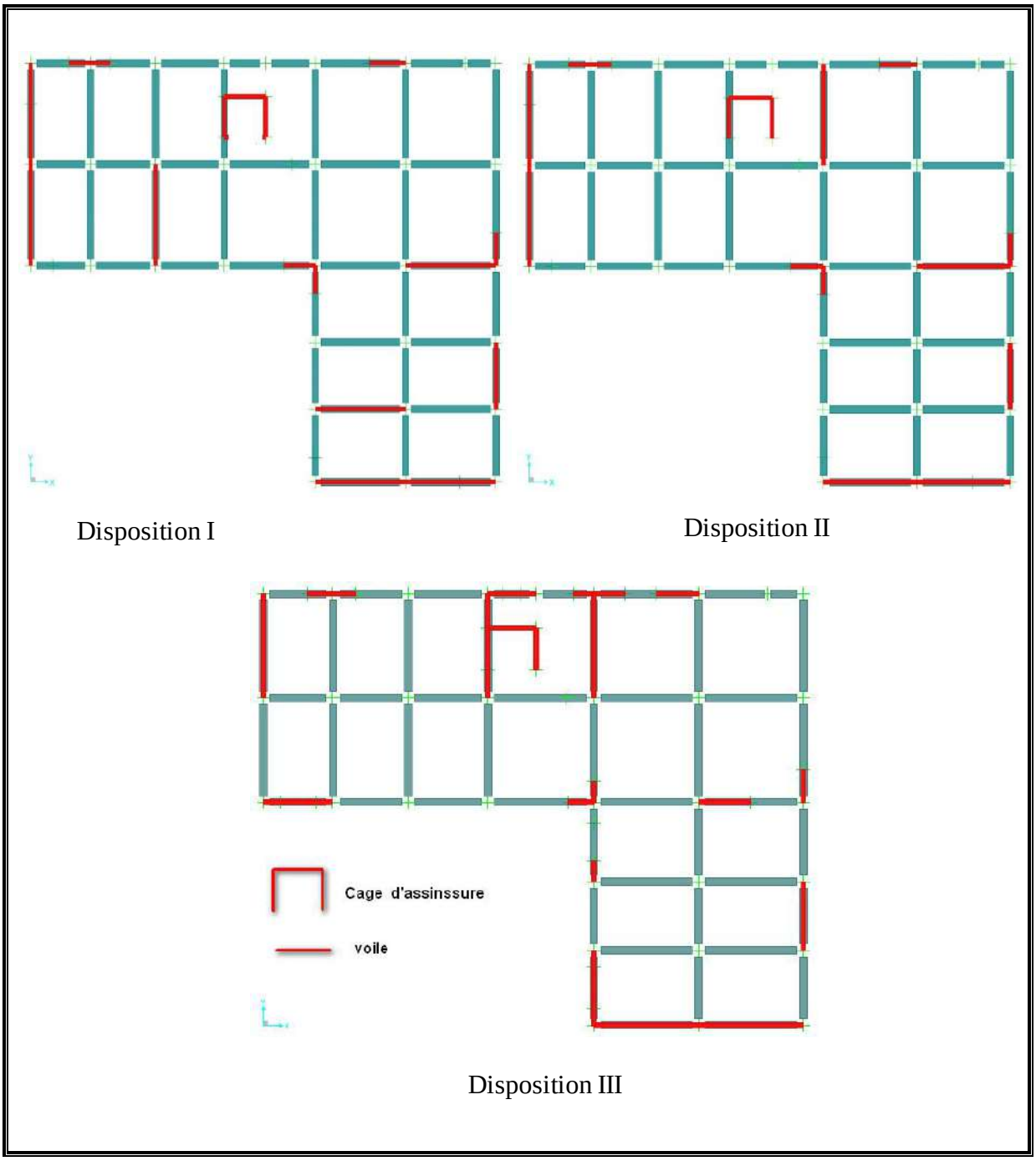


Figure.IV.11: choix de disposition optimale des voiles

Tableau.IV.21: choix de disposition des voiles

	Les modes	*Période*	*UX*	*UY*	*RZ*	*commentaire*	*Le Choix*
disp 1	Mode1	0.897	18.11%	40.72%	17.82%	-Combiné trois modes	Choix refusé
	Mode2	0.597	48.16%	21.18%	3.50%		
	Mode3	0.370	3.14%	7.26%	56.93%		
disp 2	Mode1	0.848	17.93%	42.03%	20.92%	-Combiné trois modes	Choix refusé
	Mode2	0.599	50.79%	19.38%	40.01%		
	Mode3	0.385	1.91%	7.42%	58.62%		
disp 3	Mode1	0.679	7.19%	54.26%	9.91%	-Translation pure des 2 premiers modes. -Modèle dissipative	Choix obtenue
	Mode2	0.568	51.80%	12.98%	7.98%		
	Mode3	0.423	13.03%	3.39%	53.07%		

IV.7.2. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE:

IV.7.2.a. Centre de masse et centre de torsion :

Tableau.IV.22: centre de masse et centre d'inertie.

	Inertie et centre d'inertie				*Masse et centre de Masse*		
Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)
4.08	5.37	5.60	11.38	8.93	3955.85	15	12.01
7.31	5.43	5.58	11.30	8.75	3942.13	14.97	12.02
10.54	5.43	5.58	11.36	8.88	3904.11	14.97	12.02
13.77	5.37	5.51	11.38	8.91	3866.37	14.97	12.02
17	5.37	5.51	11.38	8.91	3831.66	14.97	12.02
20.23	5.32	5.46	11.41	8.94	3797.19	14.96	12.02
23.46	5.32	5.46	11.41	8.94	3765.79	14.96	12.02
26.69	5.28	5.43	11.44	8.97	3734.61	14.96	12.02
29.92	5.28	5.43	11.44	8.97	3579.92	14.96	12.09
33.15	5.25	5.40	11.44	8.91	2614.28	15.24	12.21
33.65	0.20	0.27	10.70	18.12	318.56	11.85	18.06

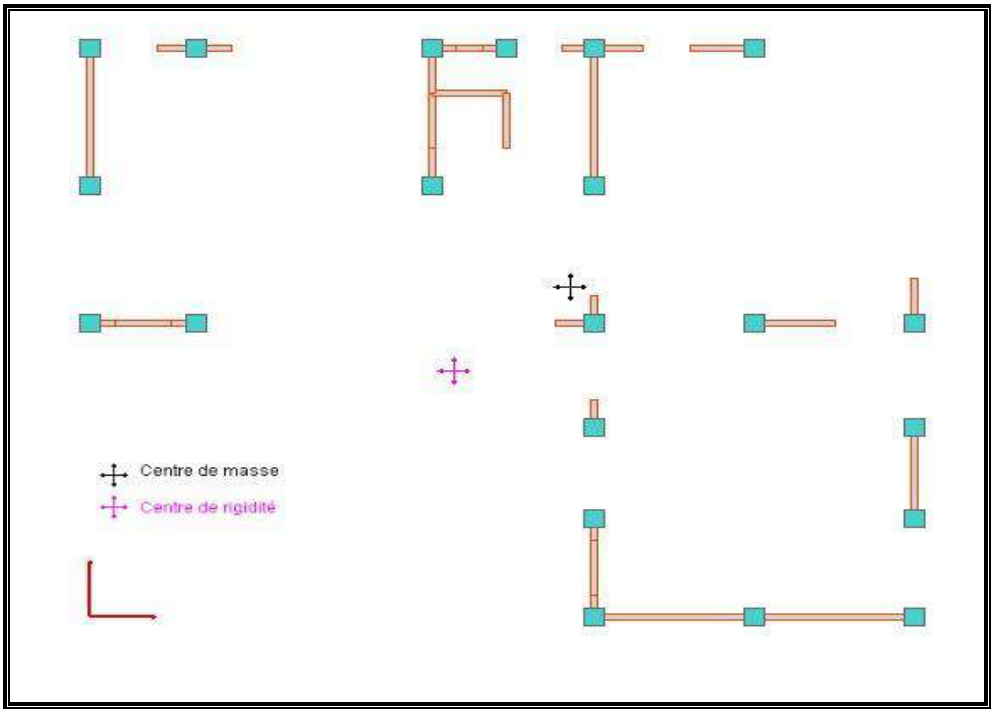


Figure.IV.12: position du centre de masse et de torsion (niveau terrasse)

IV.7.2.b. Calcul de l'excentricité:

Tableau.IV.23: calcul de l'excentricité

Niveau (m)	*Ex = |XR-XG| (m)*	*Ey = |YR-YG| (m)*	*Vérification*
4.08	3.62	3.08	Ok
7.31	3.67	3.27	Ok
10.54	3.61	3.14	Ok
13.77	3.59	3.11	Ok
17	3.59	3.11	Ok
20.23	3.55	3.08	Ok
23.46	3.55	3.08	Ok
26.69	3.52	3.05	Ok
29.92	3.52	3.12	Ok
33.15	3.80	3.30	Ok
33.65	1.15	0.06	Ok

IV.7.3. JUSTIFICATION DE COEFFICIENT DE COMPORTEMENT :

D'après [1] ►► [Art 3.4] ◄◄,, il faut que :

Le système de contreventement est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

❖ **SUIVANT X :**

Tableau.IV.24: Efforts normaux et tranchants dans les poteaux et voiles selon X.

	Sollicitations dues aux charges verticales			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
Étage	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
9 eme	2677.189	1071.321	1605.868	1808.916	0	1808.916
8 eme	6024.815	2920.064	3104.751	2486.823	0	2486.823
7 eme	9890.224	4561.163	5329.061	3643.791	0	3643.791
6 eme	13263.737	6953.516	6310.221	4457.436	0	4457.436
5 eme	17632.773	8897.509	8735.264	5412.258	0	5412.258
4 eme	21869.596	11880.65	9988.946	6107.767	0	6107.767
3 eme	25710.621	14105.427	11605.194	6741.142	0	6741.142
2 eme	29150.705	17622.682	11528.023	6908.495	0	6908.495
1 er	32900.383	20073.221	12827.162	7312.317	0	7312.317
RDC	39135.285	24487.044	14648.241	8775.587	0	8775.587

❖ **VALEUR EN POURCENTAGE :**

Tableau.IV.25: distribution des efforts aux poteaux et voiles en pourcentage selon X.

	Sollicitations dues aux charges verticales			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
Étage	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
9 eme	100%	40.02%	59.98%	100%	0.00%	100.00%
8 eme	100%	48.47%	51.53%	100%	0.00%	100.00%
7 eme	100%	46.12%	53.88%	100%	0.00%	100.00%
6 eme	100%	52.43%	47.58%	100%	0.00%	100.00%
5 eme	100%	50.46%	49.54%	100%	0.00%	100.00%
4 eme	100%	54.33%	45.68%	100%	0.00%	100.00%
3 eme	100%	54.86%	45.14%	100%	0.00%	100.00%
2 eme	100%	60.45%	39.55%	100%	0.00%	100.00%
1 er	100%	61.01%	38.99%	100%	0.00%	100.00%
RDC	100%	62.57%	37.43%	100%	0.00%	100.00%

❖ **SUIVANT Y :**

Tableau.IV.26: Efforts normaux et tranchants dans les poteaux et voiles selon Y.

	Sollicitations dues aux charges verticales			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
Étage	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
9 eme	2844.358	1071.321	1773.037	3051.361	0	3051.361
8 eme	6092.396	2920.064	3172.332	3173.764	0	3173.764
7 eme	9759.053	4561.163	5197.89	4242.482	0	4242.482
6 eme	13295.68	6953.516	6342.164	5176.283	0	5176.283
5 eme	16460.267	8897.509	7562.758	6067.992	0	6067.992
4 eme	21508.896	11880.65	9628.246	6866.763	0	6866.763
3 eme	25325.593	14105.427	11220.166	7623.031	0	7623.031
2 eme	26069.723	17622.682	8447.041	8360.321	0	8360.321
1 er	32929.77	20073.221	12856.549	9294.187	0	9294.187
RDC	38706.849	24487.044	14219.805	9813.591	0	9813.591

❖ **VALEUR EN POURCENTAGE :**

Tableau.IV.27:distribution des efforts aux poteaux et voiles en pourcentage selon Y.

	Sollicitations dues aux charges verticales			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
Étage	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
9 eme	100%	37.67%	62.34%	100%	0.00%	100.00%
8 eme	100%	47.93%	52.07%	100%	0.00%	100.00%
7 eme	100%	46.74%	53.26%	100%	0.00%	100.00%
6 eme	100%	52.30%	47.70%	100%	0.00%	100.00%
5 eme	100%	54.05%	45.95%	100%	0.00%	100.00%
4 eme	100%	55.24%	44.76%	100%	0.00%	100.00%
3 eme	100%	55.70%	44.30%	100%	0.00%	100.00%
2 eme	100%	67.60%	32.40%	100%	0.00%	100.00%
1 er	100%	60.96%	39.04%	100%	0.00%	100.00%
RDC	100%	63.26%	36.74%	100%	0.00%	100.00%

IV.7.4. RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :

IV.7.4.a. Vérification de la participation massique modale (dissipation énergétique) :

Tableau.IV.28: Période et facture de participation massique du modèle du 2emevariante

Mode		*Period*	*UX*	*UY*	*SumUX*	*SumUY*
Mode	1	0.679	7.19%	54.26%	7.19%	54.26%
Mode	2	0.568	51.80%	12.98%	58.99%	67.24%
Mode	3	0.423	13.03%	3.39%	72.02%	70.63%
Mode	4	0.190	4.12%	8.92%	76.13%	79.55%
Mode	5	0.160	9.37%	7.99%	85.50%	87.54%
Mode	6	0.112	3.50%	0.77%	89.00%	88.31%
Mode	7	0.109	1.47%	0.15%	90.47%	88.47%
Mode	8	0.104	0.01%	0.00%	90.48%	88.47%
Mode	9	0.096	0.05%	0.17%	90.53%	88.64%
Mode	10	0.093	1.60%	2.15%	92.13%	90.79%

Notre structure dissipe plus de 90% dans le 10eme

1er mode T=0.679 :

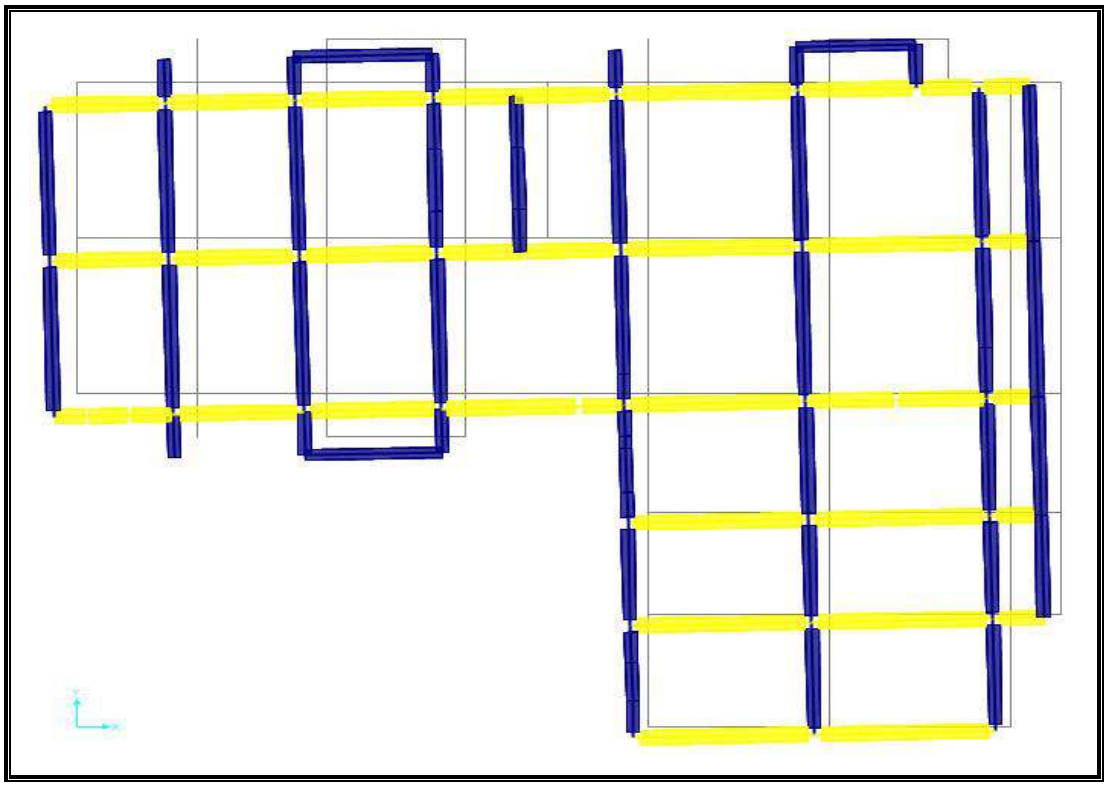


Figure IV.13: Translation suivant X.

2eme mode ; T=0.568

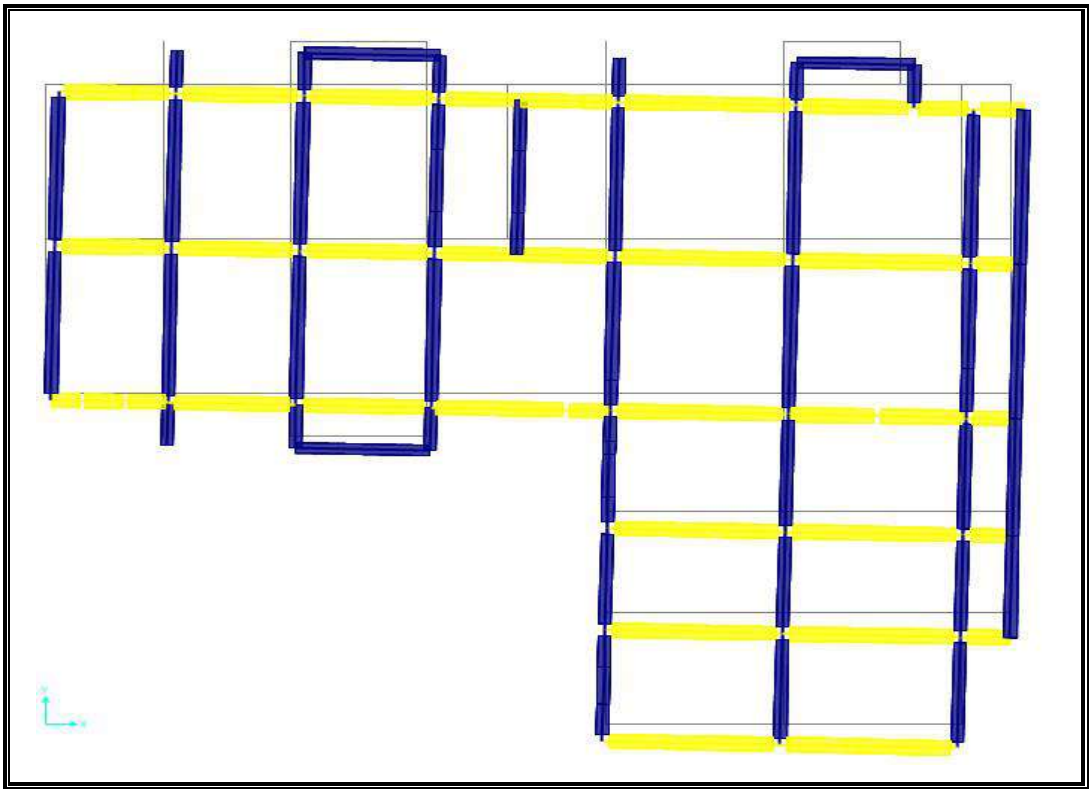


Figure IV.14: Translation suivant Y.

3ememode ;T=0.423

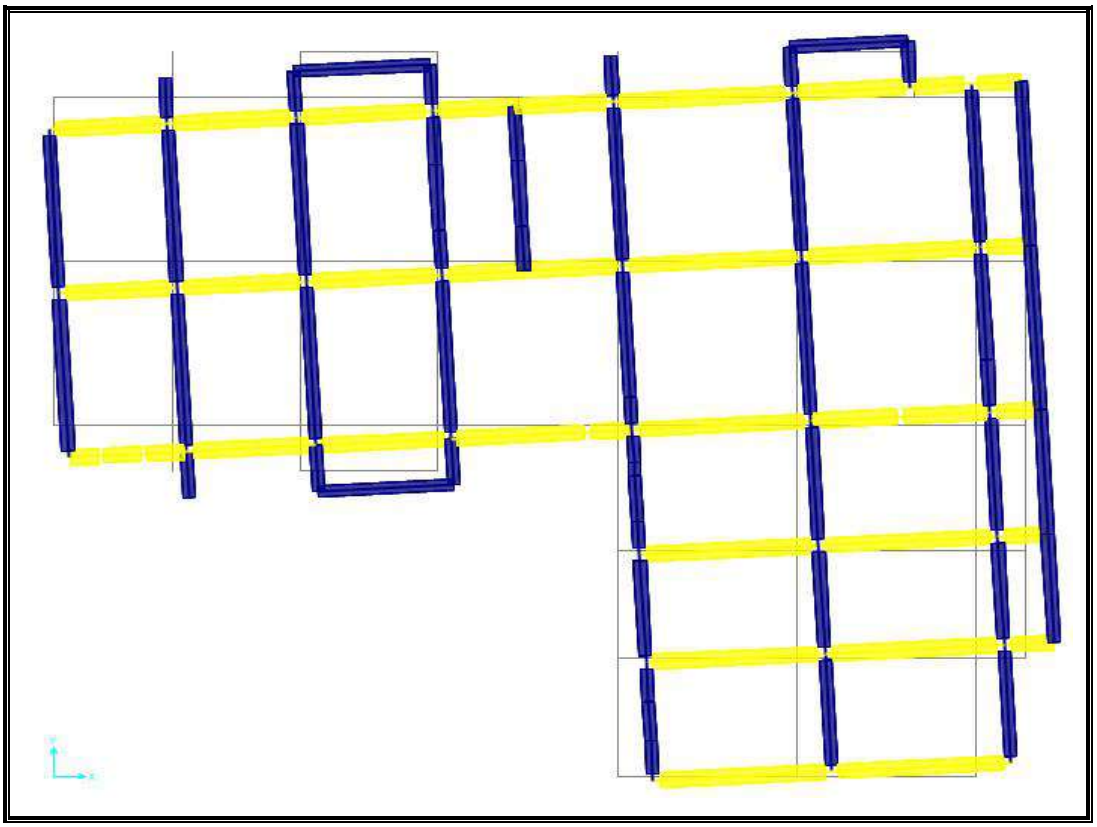


Figure .IV.15 : Rotation autour Z.

IV.7.4.b. Vérification de la force sismique V à la base:

Tableau.IV.29 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

Spectre	*Vdyn (KN)*	*Vdyn (KN)*	*Vsta (KN)*	*80%V*	*0.8Vs < Vdyn*
Ex	7912.541	-	9629.326	7703.461	vérifier
Ey	-	8486.752	9629.326	7703.461	vérifier

IV.7.4.c. Vérification de la stabilité au renversement :

IV.7.4.c.1. Moment de renversement :

Tableau.IV.30: Calcul du moment de renversement.

Niveau (m)	*Fix (KN)*	*Fiy (KN)*	*MRxi (KN.m)*	*MRyi (KN.m)*
4.08	192.592	206.568	499.599	497.985
7.31	343.864	368.818	1604.293	1599.111
10.54	491.022	526.655	3299.167	3288.510
13.77	635.295	681.398	5569.665	5551.674
17	777.274	833.680	8403.307	8376.163
20.23	916.635	983.155	11778.932	11740.884
23.46	1054.198	1130.701	15692.807	15642.116
26.69	1189.411	1275.726	20120.909	20055.915
29.92	1278.124	1370.877	23815.735	23738.807
33.15	1034.127	1109.173	22428.364	22355.917
∑MR			113212.780	112847.083

IV.7.4.c.2. Moment stabilisant :

Tableau.IV.31: Calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	*Masse.g (kN)*	*XG (m)*	*YG (m)*	*MSx*	*Msy*
4.08	3955.85	15.00	12.01	59337.75	47509.76
7.31	3942.13	14.97	12.02	59013.69	47384.40
10.54	3904.11	14.97	12.02	58444.53	46927.40
13.77	3866.37	14.97	12.02	57879.56	46473.77
17	3831.66	14.97	12.02	57359.95	46056.55
20.23	3797.19	14.96	12.02	56805.96	45642.22
23.46	3765.79	14.96	12.02	56336.22	45264.80
26.69	3734.61	14.96	12.02	55869.77	44890.01
29.92	3579.92	14.96	12.09	53555.60	43281.23
33.15	2614.28	15.24	12.21	39841.63	31920.36
	36991.91			554444.65	445350.51

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$

Tableau.IV.32: Vérification de stabilisation.

MSx (KN.m)	*MSy (KN.m)*	*MRx (KN.m)*	*MRy (KN.m)*	*MSx/MRx*	*MSy/MRy*	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$
554444.65	445350.51	177979.62	190895.55	3.12	2.33	C.V

- La structure est vérifiées contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

IV.7.4.d. Vérification des déplacements :

IV.7.4.d.1. Vérification déplacement en tête :

- d = R δ
- δ : déplacement théorique dû aux forces sismiques Fi
- R : coefficient de comportement

Tableau.IV.33: Vérification des déplacements en tête.

	δtheorique	*R*	*δréel*	*[δ̄]*	
δx=	2.31	3.5	8.085	13.26	cv
δy=	3.46	3.5	12.11	13.26	cv

IV.7.4.d.2. Vérification le déplacement inter étages :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [1] ►► l'art 4.4.3 ◄◄

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.
- he : la hauteur de l'étage k.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon (*Art.5.10: RPA 99 VERSION 2003*): le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite} = 0{,}01 \times h_e$$

Tableau.IV.34: Vérification des déplacements inter-étage sens X.

δ	$\Delta\delta$	$\Delta\delta.R$	He/100	$\Delta\delta.R$<He/100
2.31	0.20	0.70	2.78	cv
2.11	0.22	0.77	2.78	cv
1.88	0.24	0.84	2.78	cv
1.64	0.26	0.91	2.78	cv
1.38	0.27	0.95	2.78	cv
1.11	0.27	0.95	2.78	cv
0.84	0.26	0.91	2.78	cv
0.59	0.24	0.84	2.78	cv
0.35	0.20	0.70	2.78	cv
0.15	0.15	0.53	3.63	cv

Tableau.IV.35: Vérification des déplacements inter-étage sens Y.

δ	*Δδ*	*Δδ.R*	*He/100*	*Δδ.R<He/100*
3.46	0.26	0.91	2.78	cv
3.2	0.24	0.84	2.78	cv
2.96	0.4	1.40	2.78	cv
2.56	0.43	1.51	2.78	cv
2.13	0.44	1.54	2.78	cv
1.69	0.43	1.51	2.78	cv
1.26	0.41	1.44	2.78	cv
0.85	0.37	1.30	2.78	cv
0.48	0.29	1.02	2.78	cv
0.19	0.19	0.67	3.63	cv

IV.7.4.e. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1] ►► [art 5.9] ◄◄

Tableau.IV.36: Vérification l'effet P-* selon X

Niveau (m)	*Masse.g (kN)*	*Δx*	*Vkx*	*φkx*	*φkx<0.1*
33.15	2614.28	0.7	341.09	0.02	cv
29.92	3579.92	0.77	467.08	0.02	cv
26.69	3734.61	0.84	487.26	0.02	cv
23.46	3765.79	0.91	491.33	0.02	cv
20.23	3797.19	0.95	495.43	0.02	cv
17.00	3831.66	0.95	499.93	0.02	cv
13.77	3866.37	0.91	504.45	0.02	cv
10.54	3904.11	0.84	509.38	0.02	cv
7.31	3942.13	0.7	514.34	0.02	cv
4.08	3955.85	0.53	651.95	0.01	cv

Tableau.IV.37: Vérification l'effet P-Δ selon Y

Niveau (m)	*Masse.g (kN)*	*Δy*	*Vky*	*φky*	*φky<0.1*
33.15	2614.28	0.91	339.55	0.02	cv
29.92	3579.92	0.84	464.97	0.02	cv
26.69	3734.61	1.4	485.06	0.03	cv
23.46	3765.79	1.51	489.11	0.04	cv
20.23	3797.19	1.54	493.19	0.04	cv
17.00	3831.66	1.51	497.67	0.04	cv
13.77	3866.37	1.44	502.18	0.03	cv
10.54	3904.11	1.3	507.08	0.03	cv
7.31	3942.13	1.02	512.02	0.02	cv
4.08	3955.85	0.67	649.01	0.01	cv

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V. FERRAILLAGE

V.1. INTRODUCTION :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (C.B.A.93 et R.P.A.99/V2003).

Les règles C.B.A.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 venu afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles R.P.A.99/version 2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

V.2.1. INTRODUCTION :

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

❖ **LES SECTIONS:**

- ✓ Poutres principales : (bxh) = (35x45) cm^2
- ✓ Poutres secondaires : (bxh) = (35x35) cm^2

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

- **selon CBA93 :**

  E.L.U. :

  $$1,35\ G + 1,5\ Q$$

- **selon le R.P.A 99 :**

  $$G + Q \pm E$$

  $$0.8G \pm E$$

- On distingue deux types des armatures des poutres a cause de déférent largement entre ces sollicitations.

Tableau.V.1 : Les données de calcul.

situation durable		*situation accidentelle*	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ_s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ_s=400 MPa

V.2.2. RECOMMANDATION DU RPA99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales : [1] ►► Art [7.5.2.1] ◄◄ :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - ✓ 4% en Zone courante.
  - ✓ 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.
- A Travée et appui $\geq A_{min}$ CBA et A_{min} RPA
- A Travée et appui $\leq A_{max}$ RPA

V.2.2.b. Armatures transversales [1] ►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par :
- $A_t = 0{,}003 . S_t . b$

$$\begin{cases} S_t \leq h/2 \text{ en} & \text{Zone courante} \\ S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_l) & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

  - ✓ b : largeur de la poutre.
  - ✓ S_t : espacement maximum entre les armatures transversales.

V.2.3.LES ARMATURES LONGITUDINALES :

V.2.3.a. Premier variante R=5 :

Tableau.V.2 : Section des armatures longitudinales des poutres principales.

Poutre	*M*	*Mu*	A_s (cm^2)	A_{chois} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		*Nombre des barres*
					CBA	RPA	
Type 1 (35x45)	M_t (KN.m)	73.03	5.2	6.16	1.575	7.875	**3HA14+1HA14**
	M_a (KN.m)	116.24	8.5	9.24			**3HA14+3HA14**
Type 2 (35x45)	M_t (KN.m)	57.39	4.0	4.62	1.575	7.875	**3HA14**
	M_a (KN.m)	89.57	6.4	7.70			**3HA14+2HA14**

Tableau.V.3 : Section des armatures longitudinales des poutres secondaire.

Poutre	*M*	*Mu*	A_s (cm^2)	A_{chois} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		*Nombre des barres*
					CBA	RPA	
(35x35)	M_t (KN.m)	19.25	1.7	3.39	1.225	6.125	**3HA12**
	M_a (KN.m)	62.10	5.9	6.79			**3HA12+3HA12**

V.2.3.b. Deuxième variante R=3.5 :

Tableau.V.4 : Section des armatures longitudinales des poutres principales.

Poutre	*M*	*Mu*	A_s (cm^2)	A_{chois} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		*Nombre des barres*
					CBA	RPA	
Type 1 (35x45)	M_t (KN.m)	67.93	4.8	6.16	1.575	7.875	**3HA14+1HA14**
	M_a (KN.m)	120.09	8.8	9.24			**3HA14+3HA14**
Type 2 (35x45)	M_t (KN.m)	55.37	3.9	4.62	1.575	7.875	**3HA14**
	M_a (KN.m)	85.87	6.1	6.16			**3HA14+1HA14**

Tableau.V.5 : Section des armatures longitudinales des poutres secondaire.

Poutre	*M*	*Mu*	A_s (cm^2)	A_{chois} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		*Nombre des barres*
					CBA	RPA	
(35x35)	M_t (KN.m)	27.92	2.5	3.39	1.225	6.125	**3HA12**
	M_a (KN.m)	72.53	6.9	8.01			**3HA12+3HA14**

V.2.4. VERIFICATION :

❖ **VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'E.L.S:**

➢ Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}.y}{I}$ $\qquad$ $\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15MPa$

y: est déterminé à partir de l'équation:

$by^2/2 + 15A'_s (y-c') - 15 A_s (d-y) = 0.$

$I = b.y^3/3 + 15A'_s (y-c')^2 + 15 A_s (d-y)^2.$

➢ Si la fissuration est préjudiciable**,** on doit vérifier

✓ $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

✓ $\sigma_S \leq \overline{\overline{\sigma_S}}$

Avec :

$$\sigma_s = M_{ser}.15\frac{(d-y)}{I}, \quad \overline{\sigma_s} \leq \min[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}] = 202MPa$$

V.2.4.a. Premier variante R=5 :

Tableau.V.6 : Vérification des poutres principale à l'E.L.S.

Poutre	*Position*	*Moment*	M_{ser} *(KN.m)*	*A (cm²)*	σ_b *(MPa)*	$\overline{\sigma_b}$ *(MPa)*	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s *(MPa)*	$\overline{\sigma_s}$ *(MPa)*	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Type 1 (35x45)	Inter	Travée	53.16	6.16	6.3	15	C.V	-	-	-
		appuis	84.80	9.24	8.7	15	C.V	-	-	-
Type 2 (35x45)	Inter	Travée	41.97	4.62	5.5	15	C.V	-	-	
		appuis	65.47	7.70	7.2	15	C.V	-	-	-
	Rive	Travée	41.97	4.62	5.5	15	C.V	201.6	202	C.V
		appuis	65.47	7.70	7.2	15	C.V	201.6	202	C.V

Tableau.V.7 : Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S.

Poutre	*Position*	*Moment*	M_{ser} *(KN.m)*	*A (cm²)*	σ_b *(MPa)*	$\overline{\sigma_b}$ *(MPa)*	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s *(MPa)*	$\overline{\sigma_s}$ *(MPa)*	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
(35x35)	Inter	Travée	14.13	3.39	1.9	15	C.V	-	-	-
		appuis	27.66	6.79	4.9	15	C.V	-	-	-
	Rive	Travée	14.13	3.39	1.9	15	C.V	22.6	202	C.V
		appuis	27.66	6.79	4.9	15	C.V	141.5	202	C.V

❖ **VERIFICATION DES POUTRES SELON LES CONDITIONS RPA99 VERSION 2003 ET CBA93 :**

Tableau.V.8 : Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA.

poutre	*Position*	*A chois (cm2)*	*A total (cm²)*	*Amin CBA =1.225 cm2*	*Amin RPA =6.125cm2*	*At max RPA = 63 cm2*	*Aa max RPA =94.5 cm2*	*Section totale*
Type 1 (35x45)	Travée	6.16	10.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**7HA14**
	Appui	9.24	13.85	C.V	C.V	C.V	C.V	**9HA14**
Type 2 (35x45)	Travée	4.62	9.24	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA14**
	Appui	7.70	12.32	C.V	C.V	C.V	C.V	**8HA14**

Tableau.V.9 : Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA.

poutre	*Position*	*A chois (cm2)*	*A total (cm²)*	*Amin CBA =1.575 cm2*	*Amin RPA =7.875 cm2*	*At max RPA =49 cm2*	*Aa max RPA =73.5cm2*	*Section totale*
(35x35)	Travée	3.39	6.79	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA12**
	Appui	6.79	13.57	C.V	C.V	C.V	C.V	**12HA12**

V.2.4.b. Deuxième variante R =3.5 :

Tableau.V.10 : Vérification des poutres principale à l'E.L.S.

Poutre	*Position*	*Moment*	M_{ser} *(KN.m)*	*A (cm²)*	σ_b *(MPa)*	$\overline{\sigma_b}$ *(MPa)*	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s *(MPa)*	$\overline{\sigma_s}$ *(MPa)*	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Type 1 (35x45)	Inter	Travée	49.46	6.16	5.9	15	C.V	-	-	-
		appuis	87.41	9.24	9.0	15	C.V	-	-	-
Type 2 (35x45)	Inter	Travée	40.27	4.62	5.3	15	C.V	-	-	
		appuis	62.52	6.16	7.4	15	C.V	-	-	-
	Rive	Travée	40.27	4.62	5.3	15	C.V	201.6	202	C.V
		appuis	62.52	6.16	7.4	15	C.V	201.6	202	C.V

Tableau.V.11 : Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S.

Poutre	*Position*	*Moment*	M_{ser} *(KN.m)*	*A (cm²)*	σ_b *(MPa)*	$\overline{\sigma_b}$ *(MPa)*	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s *(MPa)*	$\overline{\sigma_s}$ *(MPa)*	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
(35x35)	Inter	Travée	20.36	3.39	4.7	15	C.V	-	-	-
		appuis	28.88	8.01	4.9	15	C.V	-	-	-
	Rive	Travée	20.36	3.39	4.7	15	C.V	201.6	202	C.V
		appuis	28.88	8.01	4.9	15	C.V	126.4	202	C.V

❖ **VERIFICATION DES POUTRES SELON LES CONDITIONS RPA99 VERSION 2003 ET CBA93 :**

Tableau.V.12 : Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA.

poutre	*Position*	*A chois (cm2)*	*A total (cm²)*	*Amin CBA =1.225 cm2*	*Amin RPA =6.125cm2*	*At max RPA = 63 cm2*	*Aa max RPA =94.5 cm2*	*Section totale*
Type 1 (35x45)	Travée	6.16	10.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**7HA14**
	Appui	9.24	13.85	C.V	C.V	C.V	C.V	**9HA14**
Type 2 (35x45)	Travée	4.62	9.24	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA14**
	Appui	6.16	10.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**7HA14**

Tableau.V.13 : Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA.

poutre	*Position*	*A chois (cm2)*	*A total (cm²)*	*Amin CBA =1.575 cm2*	*Amin RPA =7.875 cm2*	*At max RPA =49 cm2*	*Aa max RPA =73.5cm2*	*Section totale*
(35x35)	Travée	3.39	6.79	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA12**
	Appui	8.01	16.02	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA12+6HA14**

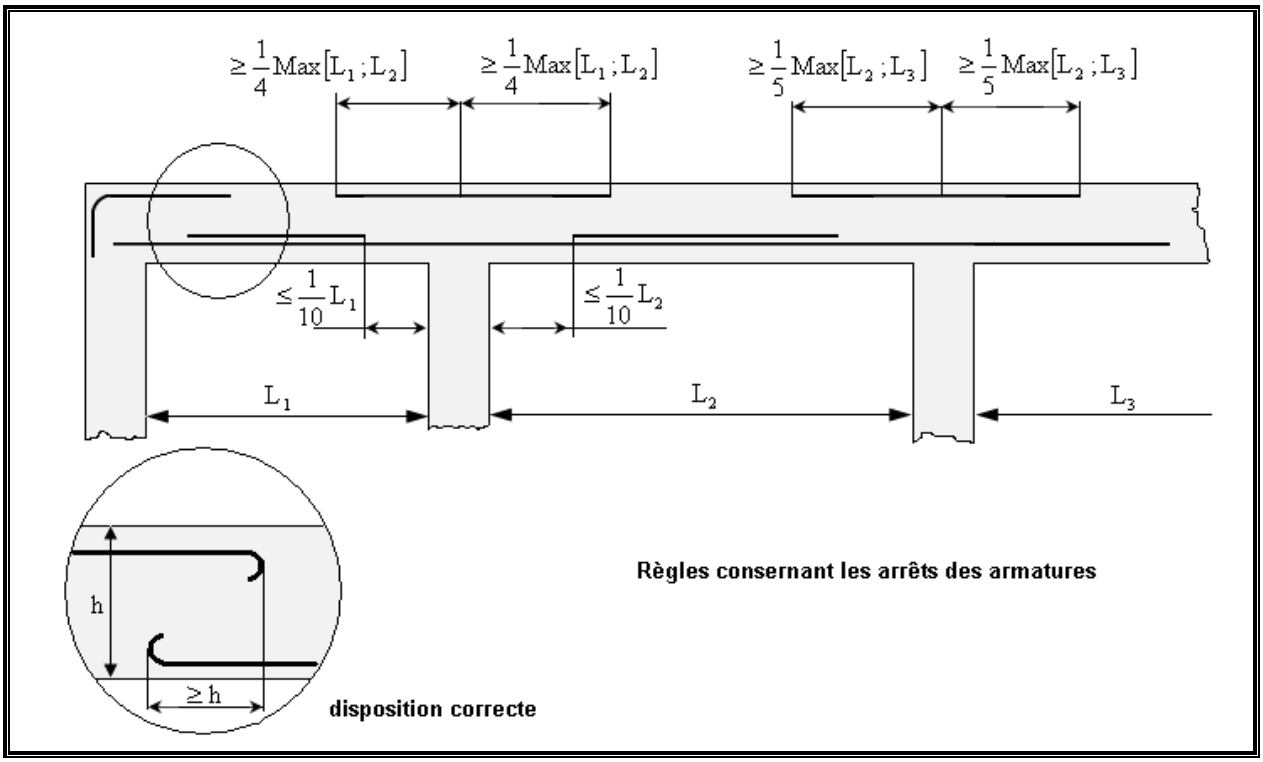


Figure.V.1 : Disposition des armatures pour les poutres porteuse.

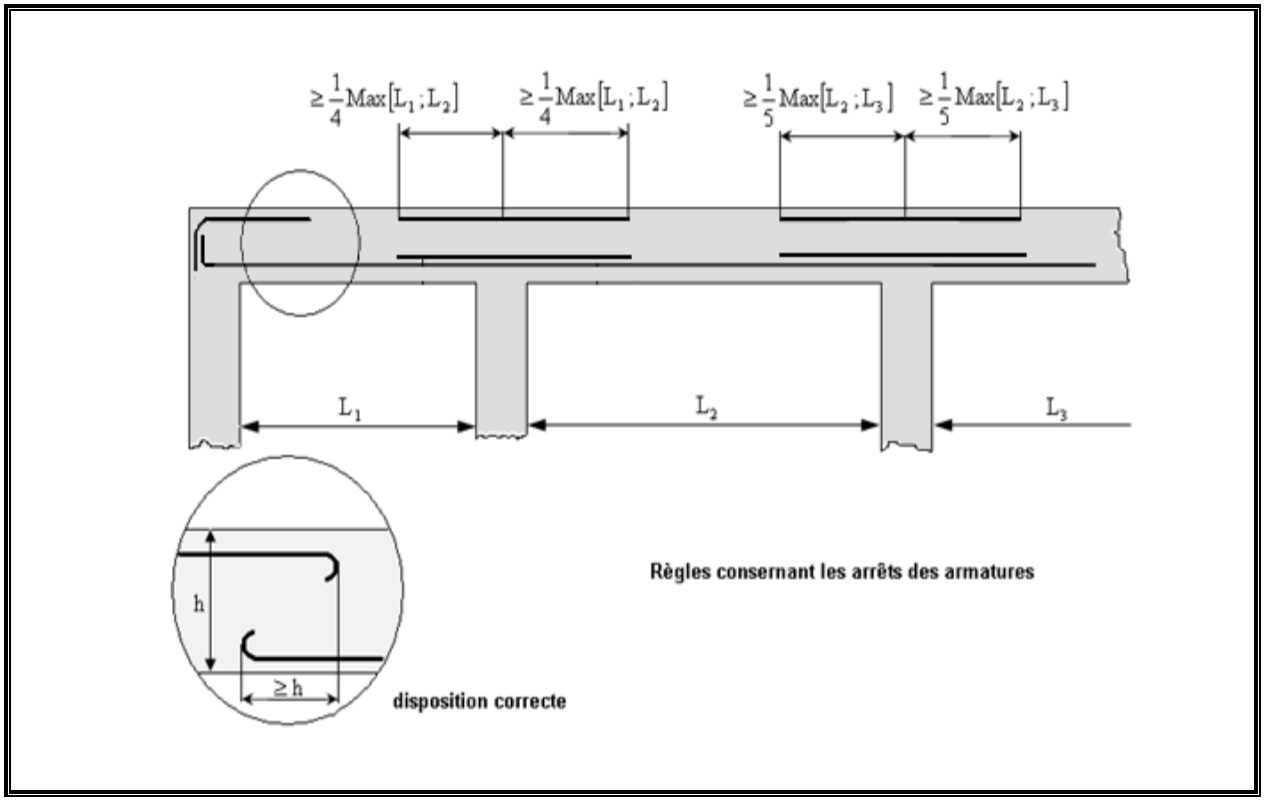


Figure.V.2 : Disposition des armatures pour les poutres non porteuse.

❖ **JUSTIFICATION DES POUTRES SOUS SOLLICITATION DES EFFORTS TRANCHANTS : [1]**

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

Tableau.V.14 : Calcul de $\bar{\tau}_u$.

	poutres de rive	*poutres intermédiaires*
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0,15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0,2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2,5\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 3,33\,MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3,26MPa$	$\bar{\tau}_u = 4,34\,MPa$

Tableau.V.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

	variante	*Vu (KN)*	*combinaison*	τ_u*(MPa)*	*(MPa)*	$\tau_u \leq$
poutres principales	R=5	207.552	G+Q+EdX	1.395	3.26	C.V
	R=3.5	208.129	G+Q+EdX	1.399	3.26	C.V
poutres secondaires	R=5	97.601	G+Q+EdY	0.656	3.26	C.V
	R=3.5	105.828	G+Q+EdY	0.711	3.26	C.V

V.2.5. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE400.

D'après **[2]** :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d;\ 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

D'après [1] Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003xb \\ S_t \leq Min(\dfrac{h}{4};12\varphi)Zonenodale \\ S_t' \geq \dfrac{h}{4}Zonecourante \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.16 : Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement.

	CBA 93		*RPA 99 Ver 2003*			*St adopte (cm)*		
Section	St (cm)	At cm2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At choisie (cm2)
30x35	33,3	2,01	8	15	1,35	10	15	4Ø8
30x40	33,3	2,01	10	20	1,80	10	15	4Ø8

V.2.6. VERIFICATION DE LA FLECHE :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- ✓ $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0,75 \leq K \leq 0,85$), on prend K = 0,75

Tableau.V.17 : Vérification de la flèche des poutres.

	1ère condition			*2ème condition*			*3ème condition*		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4,2}{fe}$
PP	0.097	0,062	C.V	0,097	0,075	C.V	0,0053	0,0105	C.V
PS	0,076	0,062	C.V	0,076	0,075	C.V	0,0060	0,0105	C.V

❖ **PREMIER VARIANTE R=5 :**

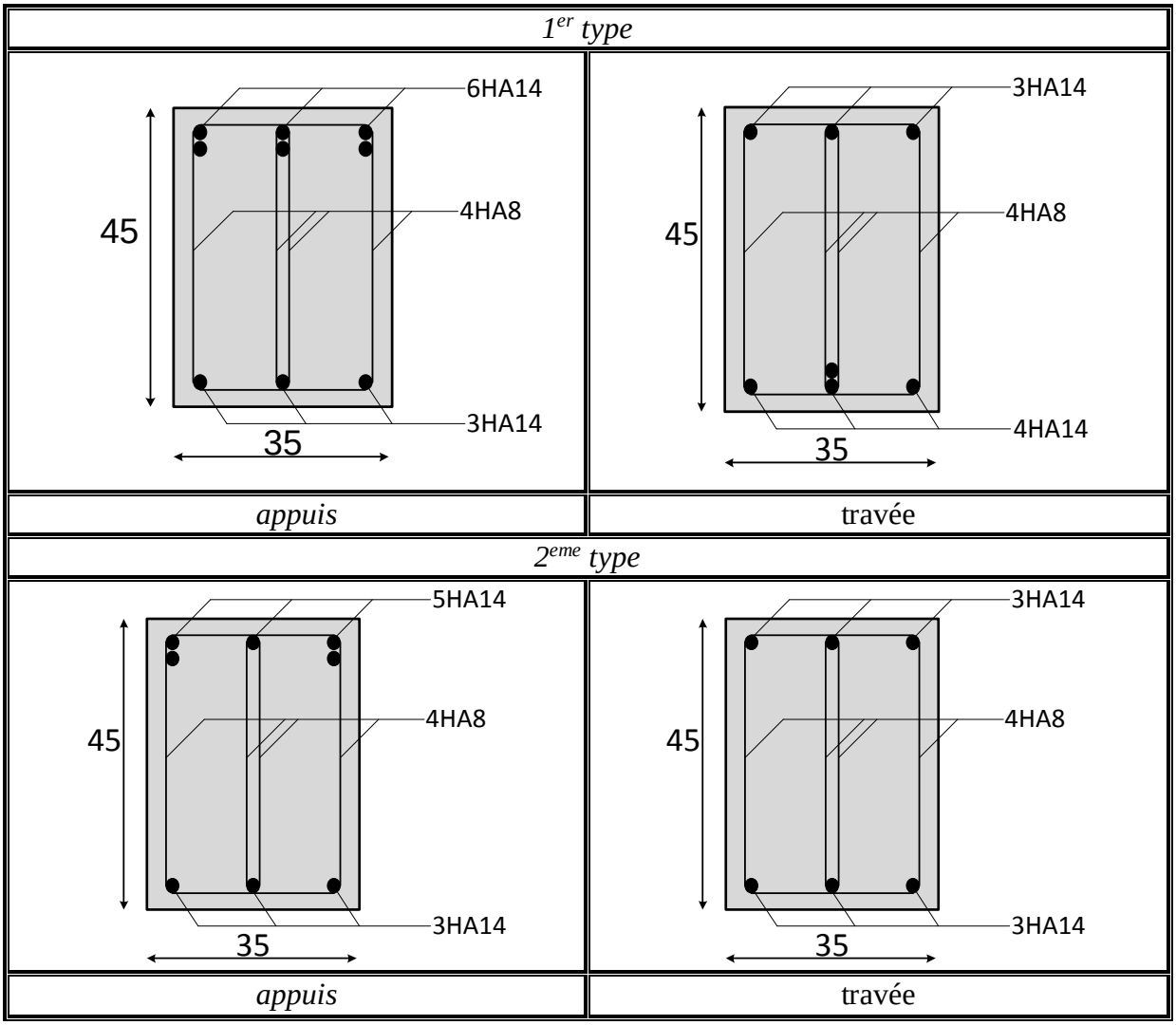


Figure.V.3 : Ferraillages des poutres principales.

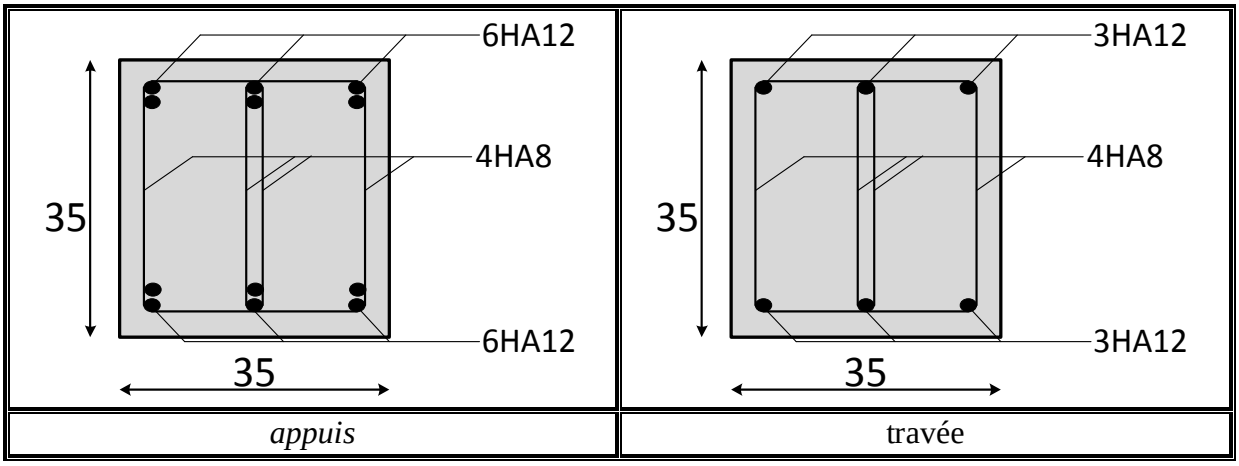


Figure.V.4: Ferraillages des poutres secondaires.

❖ **DEUXIEME VARIANTE R=3.5 :**

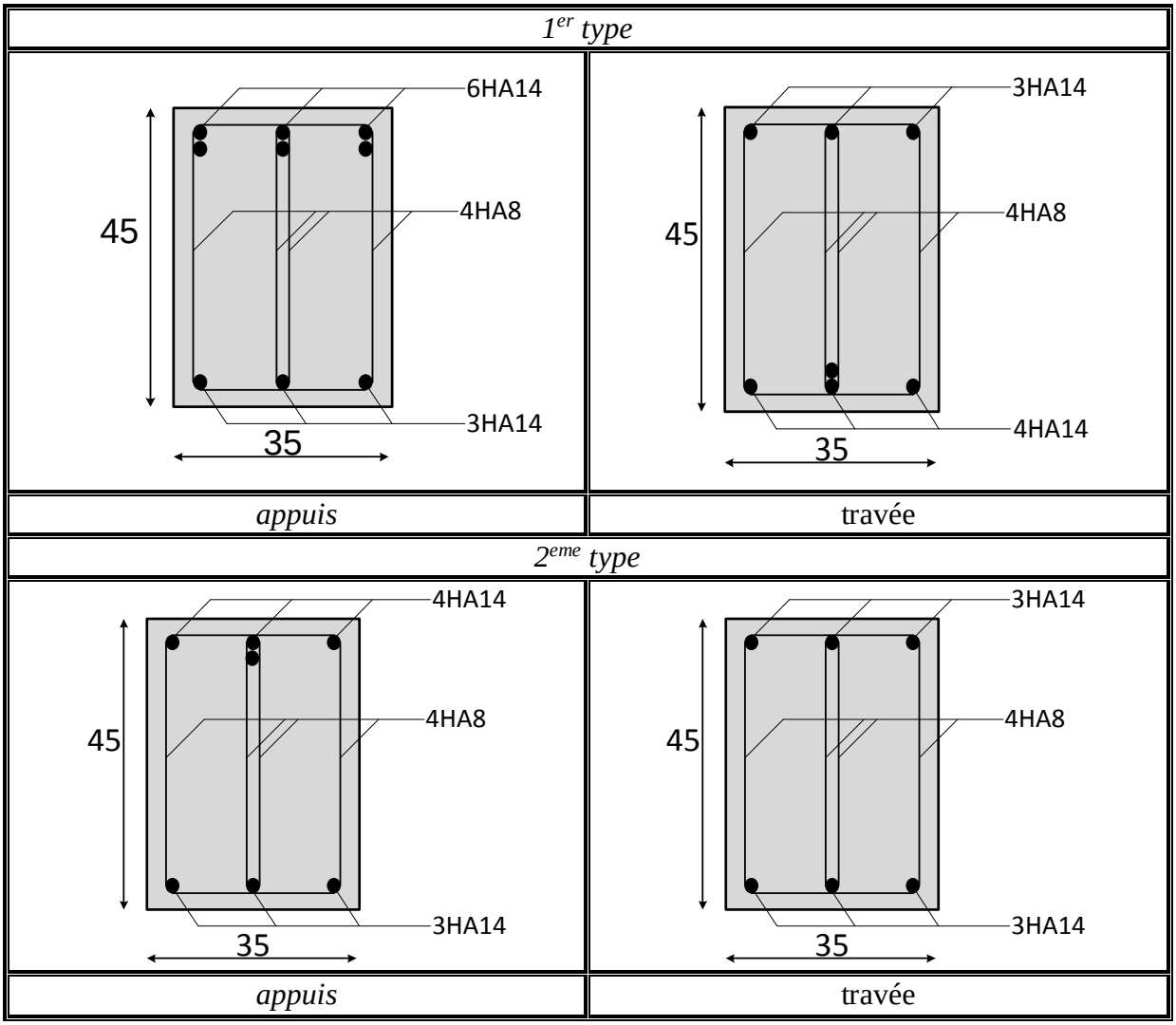


Figure.V.5 : Ferraillages des poutres principales.

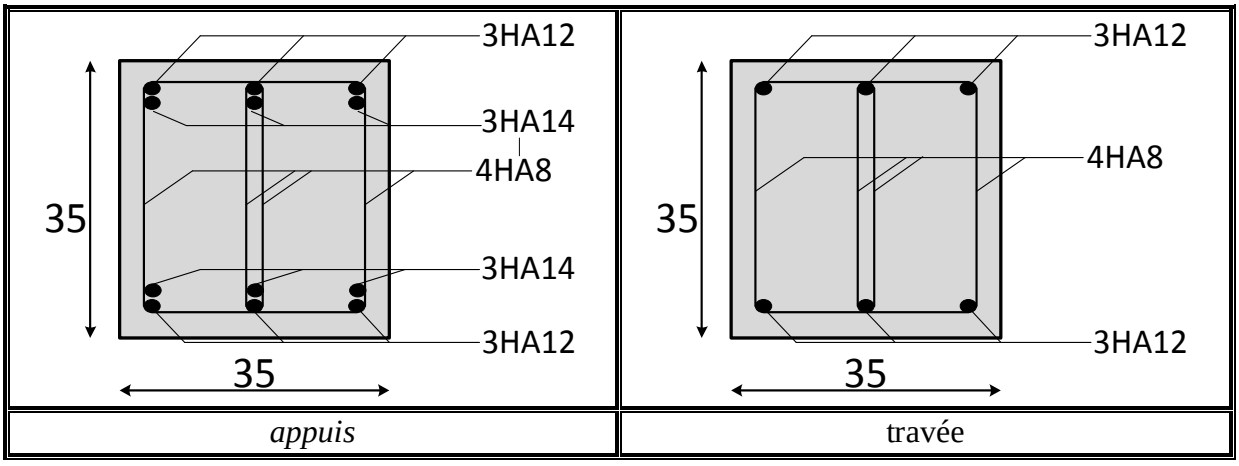


Figure.V.6 : Ferraillages des poutres secondaires.

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

V.3.1. INTRODUCTION :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.2. DETERMINATION DES ARMATURES LONGITUDINALES ;

V.3.2.a. Recommandations des règlements :

❖ **SELON LE CBA[2] :**

$$A_\ell = min \begin{cases} 4\ cm^2\ \ pamétredelongueurdeparement \\ 0{,}1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\%\ \ B : sectiondebétoncomprim \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **SELON LE RPA**[1] ►► **[ART 7.4.2.1]** ◄◄**:**

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage est limité en zone III par:

  $0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 4\%$: En zone courante

  $0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$: En zone de recouvrement.

- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III
- ✓ La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20cm en zone III.
- ✓ pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure précédente.
- ✓ he : la hauteur d'étage.

V.3.2.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Les combinaisons données par les règles [1] ►► **Art [5.2]** ◄◄

- ✓ G +Q ± E
- ✓ 0,8G ± E

- ✓ G +Q ±1,2 E

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- ✓ M_{max} et son N_{corr}.
- ✓ N_{max} et son M_{corr}.
- ✓ N_{min} et son M_{corr}.

V.3.2.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93 :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_G=N_u.(e_1+e_2+e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1=\frac{M}{N}$$

- e2 : Excentricités du 2eme ordre dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2=\frac{3.L_f^2(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- $\phi=\frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}}=2$: généralement pour le béton
- $\alpha=\frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}}=\frac{Mu\text{G}}{M\text{u}}$
  - ✓ MuG : moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.
  - ✓ L_f : longueur de flambement.
  - ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.
- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a=\text{Max}[\ \frac{l_0(\text{cm})}{250}\ ,\ 2\ \text{cm}]$$

V.3.2.d. Poteaux de première variante R=5 :

Tableau.V.18 : détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU.

Section	*Combinaison*	*N (kN)*	*Mx (kN.m)*	*My (kN.m)*	*A (cm²)*	A_{min} *(cm²)*	A_{choisi}*(cm²)*	*choix*
Pot40	0,8.G+EdX	-41.39	1.13	1.65	6.40	14.4	*16.84*	*8HA14 + 4HA12*
	0,8.G+EdX	92.16	24.03	85.25	9.60			
	1,35.G+1,5.Q	305.18	12.34	17.75	6.40			
pot45	0,8.G+EdX	-82.18	1.74	2.30	7.20	18.23	*18.47*	*12HA14*
	0,8.G+EdX	209.83	29.25	133.10	11.20			
	1,35.G+1,5.Q	630.02	19.71	21.76	7.20			
pot45	0,8.G+EdX	-68.72	2.14	3.78	7.20	18.23	*18.47*	*12HA14*
	0,8.G+EdX	311.42	25.26	134.51	9.00			
	1,35.G+1,5.Q	957.00	16.50	17.46	7.20			
Pot50	0,8.G+EdX	-50.29	3.21	6.43	8.00	22.5	*24.13*	*12HA16*
	0,8.G+EdX	404.01	31.28	193.72	11.60			
	1,35.G+1,5.Q	1292.42	21.47	21.66	8.00			
Pot50	0,8.G+EdX	484.32	25.81	183.45	8.60	22.5	*24.13*	*12HA16*
	0,8.G+EdX	-90.60	7.57	7.06	8.00			
	1,35.G+1,5.Q	1631.49	18.11	17.45	8.00			
Pot55	0,8.G+EdX	559.13	29.81	235.28	10.00	27.23	*28.65*	*4HA20 + 8HA16*
	1,35.G+1,5.Q	1980.90	21.62	19.96	8.80			
	0,8.G+EdX	-216.70	12.15	9.23	8.80			
Pot55	0,8.G+EdY	-439.57	7.24	42.30	15.20	27.23	*28.65*	*4HA20 + 8HA16*
	0,8.G+EdY	436.28	13.71	244.41	13.80			
	1,35.G+1,5.Q	2334.45	18.17	15.60	8.80			
Pot60	0,8.G+EdY	-798.53	12.67	49.98	24.60	32.4	*33.18*	*8HA20 + 4HA16*
	0,8.G+EdY	308.02	13.02	293.13	19.00			
	1,35.G+1,5.Q	2715.28	13.21	-13.13	9.60			
Pot65	0,8.G+EdX	-1303.04	25.13	59.70	37.60	38.03	*41.22*	*8HA20 + 8HA16*
	0,8.G+EdY	55.44	12.58	364.28	28.80			
	1,35.G+1,5.Q	3116.46	13.71	-12.90	10.40			
pot70	0,8.G+EdY	-1449.12	50.66	87.95	43.6	44.1	*45.74*	*12HA20 + 4HA16*
	0,8.G+EdX	1133.71	73.68	138.07	11.20			
	1,35.G+1,5.Q	3519.06	9.88	-4.77	11.20			

V.3.2.e. Poteaux de deuxième variante R=3.5 :

Les poteaux dans cette variante sont supposés reprendre les charges verticales uniquement. Leur inertie est néglige à la modélisation de la structure dans la résistance des charges horizontales. Ce type des poteaux sont soumis à la compression simple.

Tableau.V.19 : détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU.

Section	*Combinaison*	*N (kN)*	*Ay (cm²)*	*Amin (cm²)*	*Achoisi(cm²)*	*choix*
Pot40	1,35.G+1,5.Q	156.85	6.4	14.40	16.84	8HA14+4HA12
Pot40	1,35.G+1,5.Q	265.9	6.4	14.40		
pot45	1,35.G+1,5.Q	465.64	7.2	18.23	18.47	12HA14
pot45	1,35.G+1,5.Q	641.18	7.2	18.23		
pot45	1,35.G+1,5.Q	824.35	7.2	18.23		
Pot50	1,35.G+1,5.Q	1102.54	8	22.50	24.13	12HA16
Pot50	1,35.G+1,5.Q	1304.84	8	22.50		
Pot50	1,35.G+1,5.Q	1514.66	8	22.50		
Pot55	1,35.G+1,5.Q	1852.6	8.8	27.23	28.65	4HA20+8HA16
Pot55	1,35.G+1,5.Q	2080.56	8.8	27.23		

V.3.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS PAR CBA93 :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.\nu_1}{I'_G} \qquad \sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

V.3.3.a. Poteaux de première variante R=5 :

Tableau.V.20 : Vérification des armatures à ELS des poteaux

Section	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	σ's (MPa)	[σb] (MPa)	[σs] (MPa)	σb < [σb]	σ's < [σs]
Pot40	22.61	-11.23	-0.91	0.9	8.3	12	15	201.63	cv	cv
	142	24.59	27.73	2.7	13.6	36.6	15	201.63	cv	cv
	223.76	12.98	9	2.1	0	29.9	15	201.63	cv	cv
pot45	81.14	-14.08	-1.43	1.1	4	14.6	15	201.63	cv	cv
	343.32	30.09	37.27	3.3	2.3	47.1	15	201.63	cv	cv
	460.89	15.93	14.39	2.8	0	40.6	15	201.63	cv	cv
pot45	122.87	-11.83	-1.08	1.1	0	15.8	15	201.63	cv	cv
	544.68	25.79	30.97	3.9	0	56.1	15	201.63	cv	cv
	699.6	12.79	12.04	3.7	0	54.1	15	201.63	cv	cv
Pot50	193.39	-14.23	-1.63	1.2	0	17	15	201.63	cv	cv
	753.62	32.39	37.46	4	0	57.4	15	201.63	cv	cv
	944.53	15.87	15.66	3.9	0	57.1	15	201.63	cv	cv
Pot50	965.99	26.89	28.08	4.4	0	64.1	15	201.63	cv	cv
	242.86	-11	-1.34	1.2	0	18	15	201.63	cv	cv
	1192.11	12.79	13.21	4.6	0	68.8	15	201.63	cv	cv
Pot55	1190.7	31.57	29.54	4.3	0	63.2	15	201.63	cv	cv
	1447.26	14.63	15.78	4.6	0	68.6	15	201.63	cv	cv
	335.01	-11.95	-1.67	1.3	0	18.9	15	201.63	cv	cv
Pot55	389.84	-8.91	-1.44	1.4	0	20.2	15	201.63	cv	cv
	1167.48	-12.19	7.06	3.7	0	55.1	15	201.63	cv	cv
	1705.4	11.44	13.27	5.3	0	78.9	15	201.63	cv	cv
Pot60	497.94	-7.11	-1.22	1.4	0	20.2	15	201.63	cv	cv
	1385.18	-6.47	5.68	3.5	0	52.5	15	201.63	cv	cv
	1986.49	-9.67	9.63	5	0	75.5	15	201.63	cv	cv
pot65	613.13	-6.43	-1.06	1.4	0	20.4	15	201.63	cv	cv
	1614.05	-7.15	4.69	3.4	0	51.6	15	201.63	cv	cv
	2280.16	-9.52	10	4.9	0	72.8	15	201.63	cv	cv
pot70	687.11	-2.36	3.4	1.2	0	18.2	15	201.63	cv	cv
	1830.06	-3.1	5.24	3.2	0	47.8	15	201.63	cv	cv
	2574.78	-3.52	7.21	4.5	0	67.3	15	201.63	cv	cv

V.3.3.b. Poteaux de deuxième variante R=3.5 :

Tableau.V.21 : Vérification des armatures à ELS des poteaux

Section	*N (kN)*	*бb (MPa)*	*бs (MPa)*	*[бb] (MPa)*	*[бs] (MPa)*
Pot40	114.71	0.6	9.3	15.00	201.63
Pot40	194.99	1.1	15.8	15.00	201.63
pot45	341.42	1.5	22.2	15.00	201.63
pot45	470.09	2.0	30.6	15.00	201.63
pot45	604.38	2.6	39.4	15.00	201.63
Pot50	808.37	2.8	42.4	15.00	201.63
Pot50	956.77	3.3	50.1	15.00	201.63
Pot50	1110.73	3.9	58.2	15.00	201.63
Pot55	1358.74	4	60.2	15.00	201.63
Pot55	1526.12	4.4	66	15.00	201.63

V.3.4. DETERMINATION DES ARMATURES TRANSVERSALES :

V.3.4.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93 :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$$

V.3.4.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **SELON LE CBA93 :**

Armatures droites ($\alpha = 90°$)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentale}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentale}\end{cases}$$

❖ **SELON LE RPA99 VERSION 2003 [1] : ►► [ART 7.4.3.2] ◄◄**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Avec :

λ: c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l} \lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}} \end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de côté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.4.c. Vérification des contraintes tangentielles :

❖ **SUIVANT X :**

Tableau.V.22 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.(selon x)

	combinaisons	*V(KN)*	*L(m)*	*λ(m)*	*ρd*	*τ*	$\bar{\tau}$	$\tau<\bar{\tau}$
pot65	G+Q+EdX	128.619	2.040	7.610	0.075	0.317	1.875	cv
pot60	G+Q+EdX	156.957	3.230	13.054	0.075	0.455	1.875	cv
pot55	G+Q+EdX	157.496	3.230	14.241	0.075	0.545	1.875	cv
pot50	G+Q+EdX	131.340	3.230	15.665	0.075	0.553	1.875	cv
pot45	G+Q+EdX	92.371	3.230	17.405	0.075	0.483	1.875	cv
pot40	G+Q+EdX	61.368	3.230	19.581	0.075	0.409	1.875	cv
pot30	G+Q+EdX	23.270	3.230	26.108	0.075	0.282	1.875	cv

❖ **SUIVANT Y :**

Tableau.V.23 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.(selon y)

	combinaisons	*V(KN)*	*L(m)*	*λ(m)*	*ρd*	*τ*	$\bar{\tau}$	$\tau<\bar{\tau}$
Pot70	G+Q+EdX	169.427	2.040	7.610	0.075	0.417	1.875	cv
pot60	G+Q+EdY	207.999	3.230	13.054	0.075	0.603	1.875	cv
pot55	G+Q+EdY	174.663	3.230	14.241	0.075	0.605	1.875	cv
pot50	G+Q+EdY	132.798	3.230	15.665	0.075	0.559	1.875	cv
pot45	G+Q+EdY	88.355	3.230	17.405	0.075	0.462	1.875	cv
pot40	G+Q+EdY	49.036	3.230	19.581	0.075	0.327	1.875	cv
pot30	G+Q+EdY	7.177	3.230	26.108	0.075	0.087	1.875	cv

V.3.4.d. Calcul des armatures transversales :

❖ **SELON LE CBA93 [2] ►► [ART A.5.1.2.3] ◄◄:**

✓ $\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$

✓ $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

✓ $S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28} \times K)}$ Dans le cas de la flexion composée $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$

✓ $S_t \leq \text{Min}\ [0{,}9d, 40\text{cm}]$

✓ $\frac{A_t \times f_{et}}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4$ Mpa

❖ **SELON LE RPA99 VERSION 2003[1] : ►► [ART 7.4.2.2] ◄◄ :**

$$S_t = \frac{h\,.\,fe\,.\,A_t}{\rho.Vu}$$

Avec:

$A_t = n_t.a_t$

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \ell_f/a$

$$\begin{cases} \rho = 2{,}5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3{,}75 & \text{dans les cas contraires} \end{cases}$$

➢ Le RPA99 version 2003[1] fixe les espacements maximaux comme suit :

✓ Dans la zone nodale: $S_t \leq 10$ cm en zone III

✓ Dans la zone courante: $S_t \leq \text{Min}\ (b_1/2, h_1/2, 10\phi_l)$ en zone III

➢ La quantité d'armatures transversales minimale At/ (St×b) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0{,}3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0{,}8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

Tableau.V.24 : Les armatures transversales et leurs espacements.

Section	Vu (KN)	At (cm²)	λg	ρ	Stcalculé	Zone	St RPA	St CBA	St finale	Choix
70x70	127.16	3.93	5.83	2.5	34.57	Z.C	20	33.75	15 cm	4Ø10
						Z.N	10	33.75	10 cm	4Ø10
65x65	223.06	3.93	4.97	2.5	18.30	Z.C	16	38.25	15 cm	4Ø10
						Z.N	10	38.25	10 cm	4Ø10
60x60	191.41	3.93	5.38	2.5	19.69	Z.C	16	40	15 cm	4Ø10
						Z.N	10	40	10 cm	4Ø10
55x55	164.92	3.93	5.87	2.5	20.94	Z.C	16	40	15 cm	4Ø10
						Z.N	10	40	10 cm	4Ø10
50x50	129.98	3.93	6.46	2.5	15.46	Z.C	16	40	15 cm	4Ø8
						Z.N	10	40	10 cm	4Ø8
45x45	88.09	3.93	7.18	2.5	20.53	Z.C	14	40	15 cm	4Ø8
						Z.N	10	40	10 cm	4Ø8
40x40	47.66	3.93	8.08	2.5	33.74	Z.C	14	40	15 cm	4Ø8
						Z.N	10	40	10 cm	4Ø8

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [1] ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄:

Tableau.V.25 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t\ x\ b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t\ x\ b} > 0{,}3\%$
70x70	Z.C	0.37	cv
	Z.N	0.56	cv
65x65	Z.C	0.40	cv
	Z.N	0.60	cv
60x60	Z.C	0.44	cv
	Z.N	0.65	cv
55x55	Z.C	0.48	cv
	Z.N	0.71	cv
50x50	Z.C	0.33	cv
	Z.N	0.50	cv
45x45	Z.C	0.37	cv
	Z.N	0.56	cv
40x40	Z.C	0.42	cv
	Z.N	0.63	cv

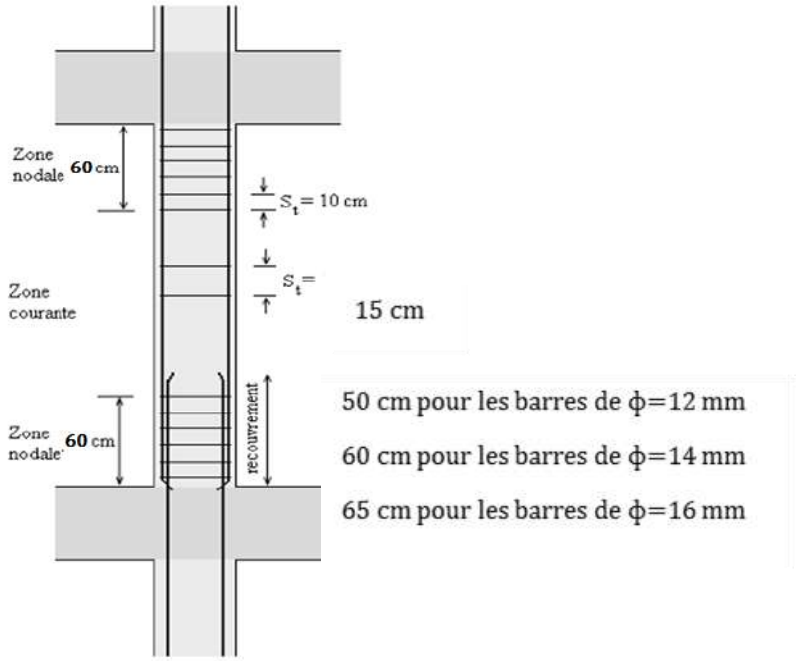
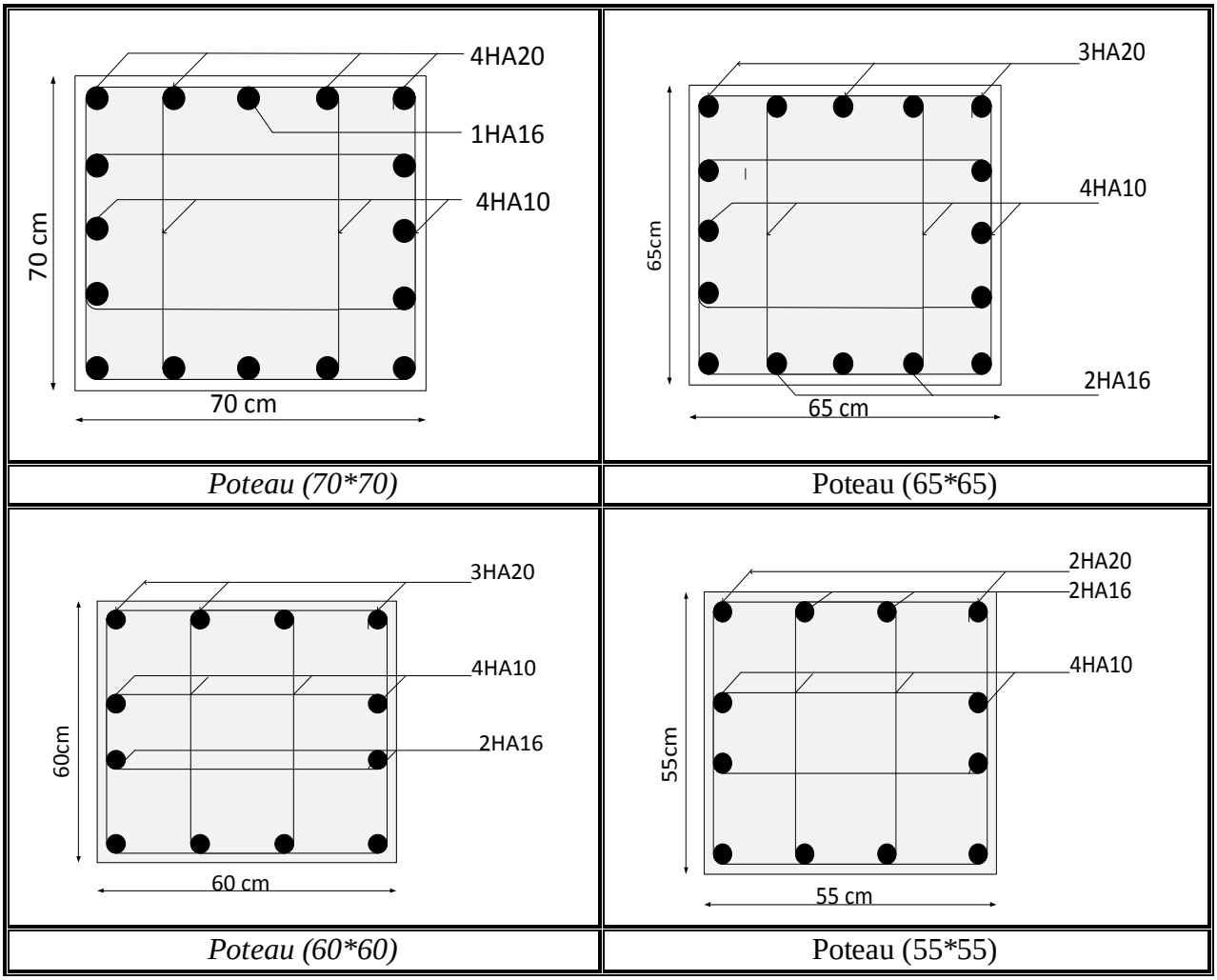
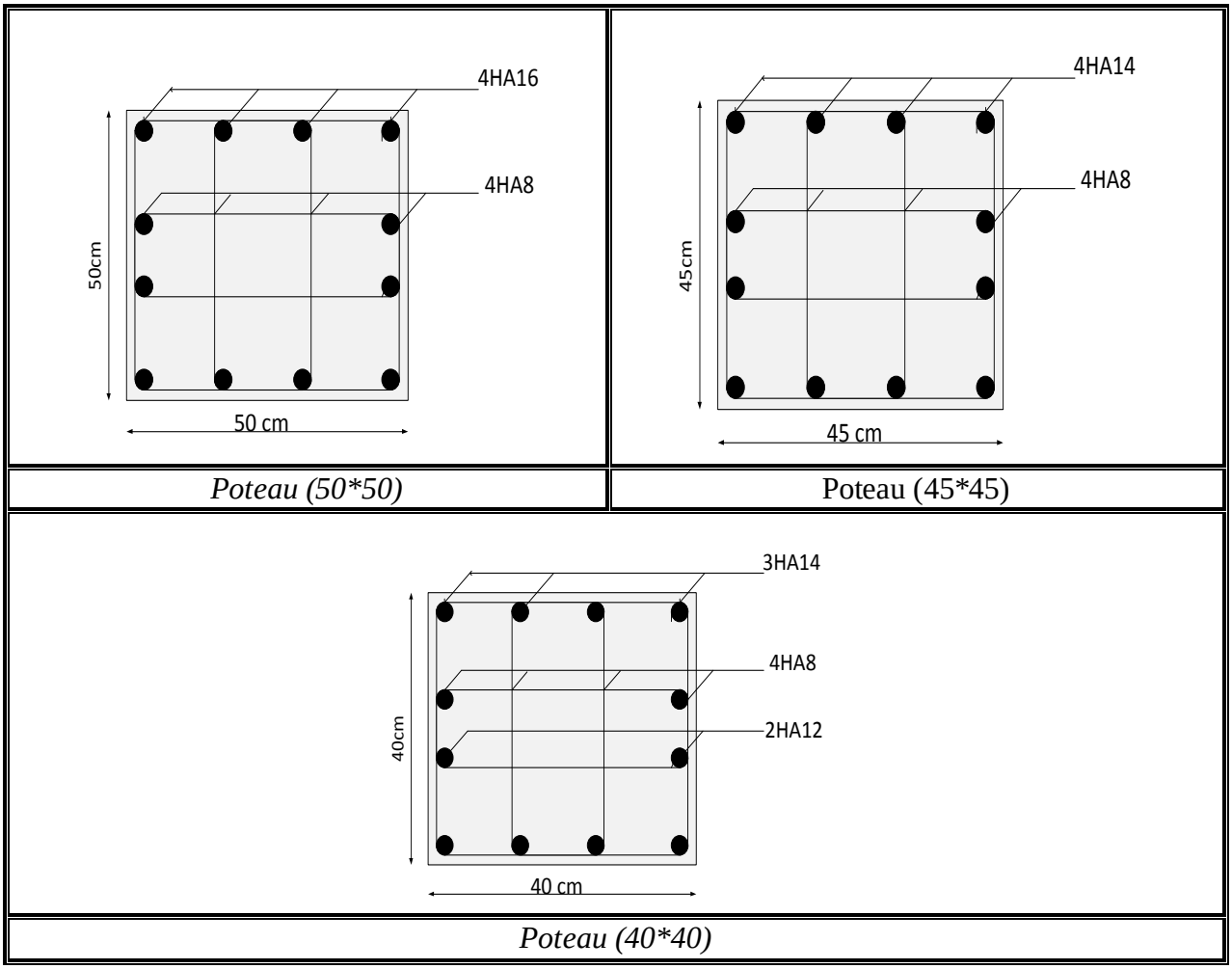


Figure.V.7 : Disposition des armatures pour les poteaux.



*Poteau (70*70)*	Poteau (65*65)
*Poteau (60*60)*	Poteau (55*55)



*Poteau (50*50)* | Poteau (45*45)

*Poteau (40*40)*

Figure.V.8 : Ferraillage des poteaux

V.4. LES VOILES :

V.4.1. LES VOILES PLEINS:

Les voiles sont soumis à l'effet de leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Le ferraillage des refends se compose des trois types d'armatures suivantes :

- Les armatures verticales.
- Les armatures transversales.
- Les armatures horizontales.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.2. VOILES AVEC FILES D'OUVERTURES:

V.4.2.a. Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.2.b. Les linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- Des aciers transversaux "A_t ".

V.4.3. RECOMMANDATIONS REGLEMENTAIRES :

V.4.3.a. Armatures verticales:

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE 400.

❖ **CONDITION DE NON FRAGILITE :**

- **Selon le CBA 93:**

$$0{,}1\% \le \frac{A_v}{a.b} \le 5\%$$

Avec:

- ✓ a = l'épaisseur du voile
- ✓ b = la largeur de la zone tendue

- **Selon le RPA 99(V2003):**

$A_{ver} = 0{,}2\% B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0{,}15\%B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0{,}1\%B$ dans la section courante.

Avec :

- ✓ B: section du voile.
- ✓ a: épaisseur du voile.
- ✓ φ_{ver}: diamètre vertical.

V.4.3.b. Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \leq \min[0{,}9d ; 40cm]$

$S_h \leq \frac{A_h . f_{eh}}{0{,}4 . a}$

$S_t \leq \frac{A_h . 0{,}9 . f_{eh}}{\gamma_s . a . \tau_b}$

$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

- ✓ τ_b : Contrainte de cisaillement.
- ✓ $\bar{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h: section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0,9 h: hauteur utile.

- **Selon le RPA 99 V(2003):**

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \min[1{,}5a ; 30cm]$

V.4.3.c. Armatures transversales:

Elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures verticales et horizontales. Par ailleurs elles empêchent le flambement éventuel des barres verticales. Ces dernières (les deux nappes d'armatures) doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

L'acier choisi pour les armatures transversales est du type haut adhérence de nuance FeE 400.

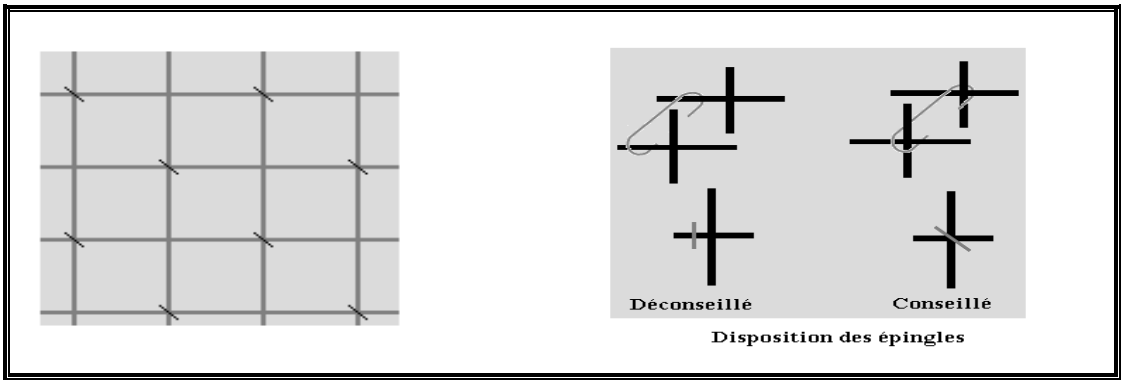


Figure.V.9 : Les armatures transversales et les épingles.

Pour notre structure, toutes les longueurs de recouvrement sont : l_r=40.ϕ=65 cm

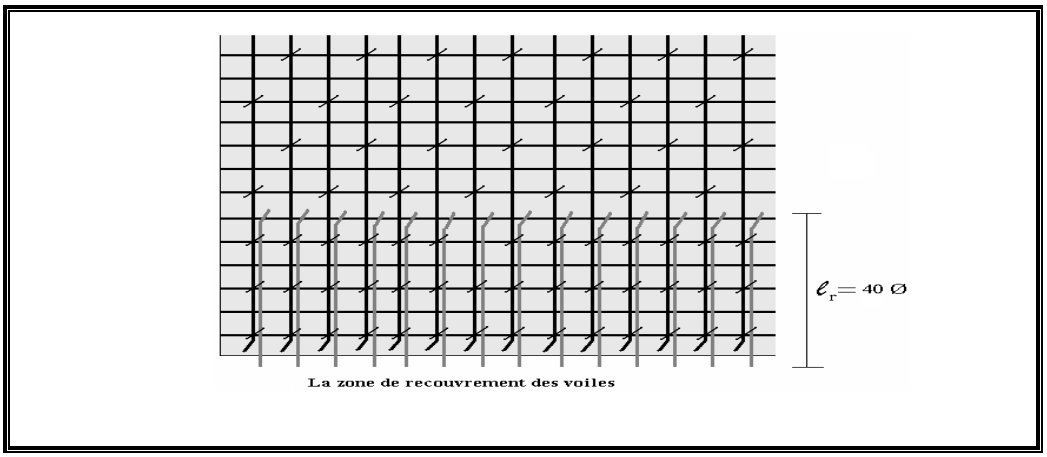


Figure.V.10 : La zone de recouvrement des voiles.

V.4.4. RECOMMANDATIONS POUR LES VOILES ET LES TRUMEAUX:(RPA 99 ET CBA93) :

La longueur de recouvrement doit être égale:

- 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1{,}5.a; 30\text{cm}\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

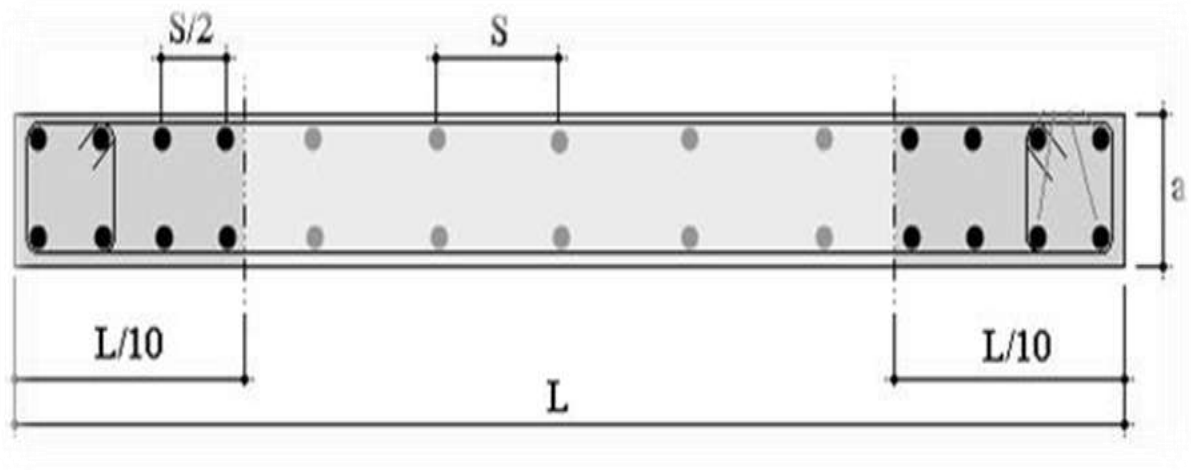


Figure.V.11: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.5. VOILES DE PREMIERE VARIANTE R=5 :

V.4.5.a. Calcul des armatures Verticales :

A partir des résultats obtenus par le **SAP 2000** ; On a ferraillé tous les éléments par le **robot expert**.

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans les tableaux suivants :

- e_{rdc}=0.20 m ; e_{etage}=0.18m :

Tableau.V.26 : Les voiles pleines , L=5,00m.

L_{voile}(m)	niveau	s (cm²)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{calculer}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2) (R.P.A)	A_{min}(cm^2) (BAEL)	Le Choix
5	RDC	10000	2279.13	6779.65	41.6	15	50	2x(31HA12)
								70.12cm2
	Etage	9000	2084.96	4720.39	41.4	13.5	45	2x(31HA12)
								70.12cm2
3.5	RDC	7000	2111.75	1876.68	29.6	10.5	35	2x(22HA12)
								49.76cm2
	Etage	6300	2052.28	1086.53	29.4	9.45	31.5	2x(22HA12)
								49.76cm2
2.3	RDC	4600	1220.29	2626.5	31.6	6.9	23	2x(14HA12)
								31.67cm2
	Etage	4140	1541.71	1534.21	19.8	6.21	20.7	2x(14HA12)
								31.67cm2
2.0	RDC	4000	2702.59	12.1	17.6	6	20	2x(12HA12)
								27.14cm2
	Etage	3600	1988.15	720.77	17.4	5.4	18	2x(12HA12)
								27.14cm2
1.5	RDC	3000	1230.5	141065	23.8	4.5	15	2x(11HA12)
								24.88cm2
	Etage	2700	1332.26	883.56	13.4	4.05	13.5	2x(10HA12)
								22.62cm2
1.2	RDC	2400	933.03	769.42	14.2	3.6	12	2x(8HA12)
								18.10cm2
	Etage	2160	882.61	453.64	11	3.24	10.8	2x(8HA12)
								18.10cm2
1.15	RDC	2300	2279.13	6779.65	10.8	3.45	11.5	2x(7HA12)
								15.83cm2
	Etage	2070	2084.96	4720.39	10.6	3.105	10.35	2x(7HA12)
								15.83cm2

V.4.5.b. Les armatures horizontales :

Horizontalement le voile équilibrera l'effort tranchant provenant des efforts sismiques.

Les calculs de détermination des armatures horizontales pour équilibrer l'effort tranchant ont donné des résultats très faibles, inférieurs aux sections minimales exigées par le RPA 99 ver2003,on adoptera les sections minimales de ce dernier.

✓ **Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :**

Dans le règlement (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2\, f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec: $\bar{V} = 1{,}4 \times V_u$

✓ b_o : épaisseur du voile.

✓ d : hauteur utile =0,9.h.

✓ h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales se fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : $A_t = 2.\ a_t$

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [2] [CBA : A.5.1.2.3]

$$S_t \leq \frac{0{,}9.\ A_t.\ \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_o(\tau_u - 0{,}3.\ f_{t28}.\ K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$K = 1 + 3.\ \frac{Nu}{B.f_{c28}}$ (Compression) ; et $K = 1\text{-}10.\ \frac{Nu}{B.f_{c28}}$ (traction)

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \text{Min}\ (0{,}9d;\ 40\text{cm})\ \textbf{CBA93}[2] \\ S_t \leq \text{min}\ (1{,}5a;\ 30\text{cm})\ \textbf{RPA99ver2003}[1] \end{cases}$ ►► **[Art 7.7.4.3]** ◄

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau.V.27 : Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles pleines.

Niv.(m)	*L (m)*	*Vu (KN)*	*$V\bar{u}$ (KN)*	*τb (MPa)*	*τb (MPa)*	*S_h (cm)*		*$S_{h\ choisi}$ (cm)*	*A calcul (cm^2)*	*A_{choisi} (cm^2)*
						RPA	CBA			
Etages H=3.23	5	1348.46	1887.844	2.331	5.00	27	40	15	2x(14.14)	(18HA10)x2
	3.5	714.17	999.838	1.234	5.00	27	40	15	2x(14.14)	(18HA10)x2
	2.3	766.06	1072.484	1.324	5.00	27	40	15	2x(14.14)	(18HA10)x2
	2	535.32	749.448	0.925	5.00	27	40	15	2x(14.14)	(18HA10)x2
	1.5	530.8	743.12	0.917	5.00	27	40	15	2x(14.14)	(18HA10)x2
	1.2	276.47	387.058	0.478	5.00	27	40	15	2x(14.14)	(18HA10)x2
	1.15	302.17	423.038	0.522	5.00	27	40	15	2x(14.14)	(18HA10)x2
RDC H=4.08	5	1483.6	2077.04	2.308	5.00	30	40	15	2x(18.06)	(23HA10)x2
	3.5	803.75	1125.25	1.250	5.00	30	40	15	2x(18.06)	(23HA10)x2
	2.3	641.56	898.184	0.998	5.00	30	40	15	2x(18.06)	(23HA10)x2
	2	624.83	874.762	0.972	5.00	30	40	15	2x(18.06)	(23HA10)x2
	1.5	607.73	850.822	0.945	5.00	30	40	15	2x(18.06)	(23HA10)x2
	1.2	328.56	459.984	0.511	5.00	30	40	15	2x(18.06)	(23HA10)x2
	1.15	229.23	320.922	0.357	5	30	40	15	2x(18.06)	(23HA10)x2

V.4.6. VOILES DE DEUXIEME VARIANTE R=3.5 :

V.4.6.a. Calcul des armatures Verticales :

A partir des résultats obtenus par le **SAP 2000** ; On a ferraillé tous les éléments par le **robot expert**.

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans les tableaux suivants :

- e_{voile}=0.20 m ;

Tableau.V.28 : Les voiles pleines

$L_{voile}(m)$	s (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{calculer}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2) (R.P.A)	A_{min}(cm^2) (BAEL)	Le Choix
5.0	10000	6574.13	5667.25	2x20.8	15	50	2x(31HA12) 2x(35.06cm2)
3.3	7000	4268.45	15695.45	2x(14.0)	9.9	33	2x(20HA12) 2x(22.62 cm2)
2.5	5000	2583.39	1847.36	2x(10.8)	6.9	23	2x(16HA12) 2x(18.10cm2)
2.3	4600	2087.08	2387.05	31.6	6.9	23	2x(14HA 12) 2x(15.84cm2)
2.0	4000	4287.55	2150.48	2x8.8	6	20	2x(12HA12) 2x(13.75)cm2
1.5	3000	1719.5	883.3	2x6.8	4.5	15	2x(11HA12) 2x(12.44)cm2
1.2	2400	1428.34	505.41	2x(5.6)	3.6	12	2x(8HA12) 2x(9.05)
1.1	2300	1802.9	601.88	2x(5.2)	3.3	11	2x(7HA12) 2x(7.92cm2)
1.0	2000	957.65	189.43	2x(4.8)	3	10	2x(6HA12) 2x(6.79cm2)

V.4.6.b. Les armatures horizontales :

Les calculs se fait de même façon avec le première variante

Tableau.V.29 : Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles pleines.

Niv.	Hauteur(m)	Sh (cm)		Sh_{choisi} (cm)	A_{min} (cm^2)		A_{choisi} (cm^2)
		RPA	CBA		BAEL	RPA	
Etages	3.23	27	40	15	6.042	7.506	(18HA10)x2
RDC	4.08	30	40	15	6.714	10.89	(23HA10)x2

V.4.6.c. Ferraillage des linteaux:

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99)

V.4.6.c.1. Recommandation des règlements:

❖ **Selon le CBA 93 :**

Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99 :**

✓ **Contrainte limite de cisaillement** [1] **(Art 7.7.2):**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2\, f_{c28}$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\overline{T}}{b_0.d}$ avec: $\overline{T} = 1{,}4.T_{calculée}$

- b_0: épaisseur du linteau.
- d: hauteur utile. d=0,9h.
- T_u: effort tranchant ultime.

V.4.6.c.2. Ferraillage des linteaux:

✓ **Premier cas:** $\tau_b \leq 0{,}06\, f_{c28}$

- **Aciers longitudinaux:**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_t \geq \frac{M}{Z.f_e} \quad \text{Avec } Z=h-2d'$$

✓ **M**: moment du à l'effort tranchant : ($\overline{T}$ =1,4T)

✓ **h**: hauteur totale du linteau.

✓ **d**: distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux:**
  - **Premier sous cas:** linteau long (λ_g=l/h > 1)

On a $S_t \leq \dfrac{A_t.f_e.z}{\overline{T}}$

- ✓ S_t : Espacement entre les armatures transversales.
- ✓ A_t: section d'armatures transversales.
- ✓ **L**: portée du linteau.
- ✓ Z = h – 2 d'

- **Deuxième sous cas:** linteau courts (λ_g=l/h ≤ 1)

On doit avoir:

$$S_t \leq \frac{A_t . f_e . L}{T + A_t . f_e}$$

$$T = \min(T_1, T_2) \; ; \; T_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; T_2 = 2.T_u$$

Avec :

M_{ci} , M_{cj}: Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", est calculés par:

$$M_c = A_l . f_e . Z \quad \text{Avec:} \quad Z = h - 2d'$$

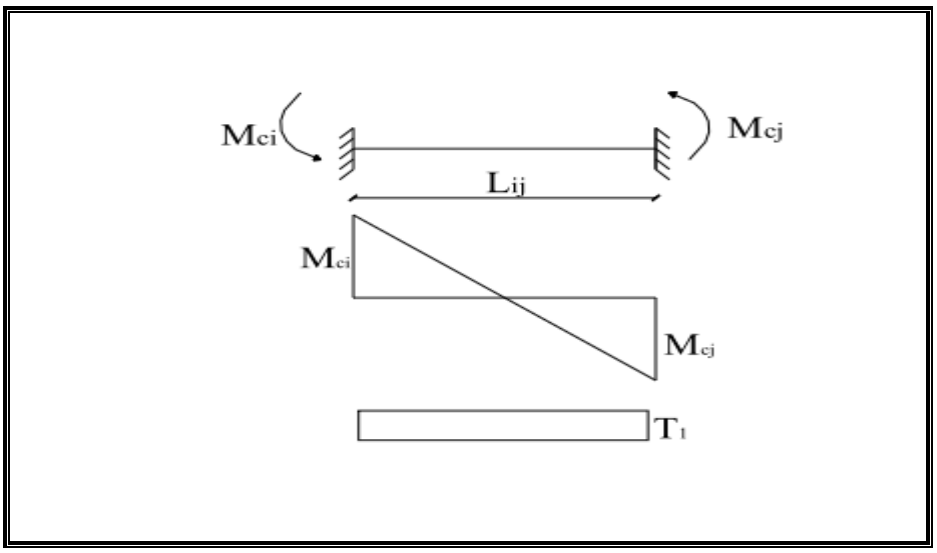


Figure.V.12 : Moment et effort tranchant résistants dans le linteau.

✓ **Deuxième cas: $\tau_b > 0,06\ f_{c28}$**

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, T) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{T}{2 f_e \sin\alpha}$$

Avec : tgα= (h-2d)/l

Et T=Tu calcul (sans majoration)

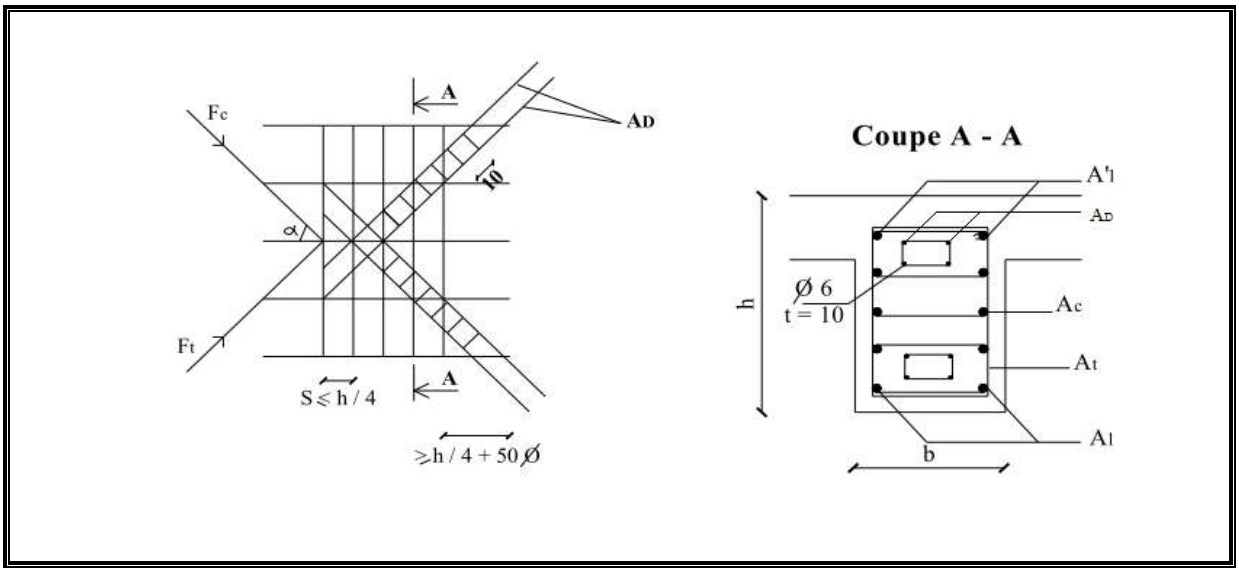


Figure.V.13 : Armatures de linteaux.

❖ **Ferraillage minimal:**

✓ ***Selon le RPA 9, on a:***

$A_l \geq 0,15\% b.h$

$A_c \geq 0,2\% b.h$

$A_D = 0$ Si $\tau_b \leq 0,06\ f_{c28}$

$A_D = 0,15\% b.h$ Si $\tau_b > 0,06\ f_{c28}$

$A_t \geq 0,15\% b.s$ Si $\tau_b \leq 0,025\ f_{c28}$

$A_t \geq 0,25\% b.s$ Si $\tau_b > 0,025\ f_{c28}$

❖ **CALCUL DU FERRAILLAGE LONGITUDINAL :**

Caractéristiques du linteau: b = 0,20 m ; h = 1.70m ; d = 0,80 m ; L = 1,3 m.

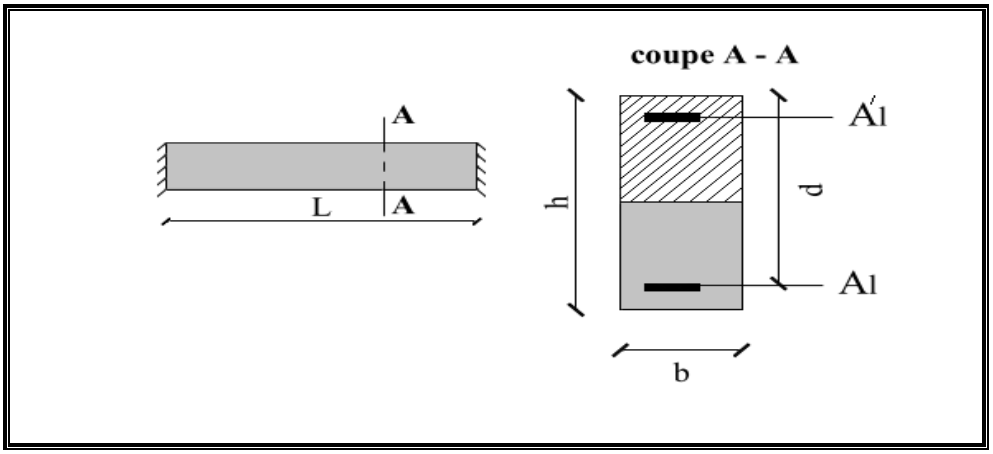


Figure.V.14 : Section du linteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau.V.30 : Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux.

	T (kN)	$\overline{T}$ *(kN)*	τ_b *(MPa)*	*0,06* f_{c28} *(MPa)*	*0,025* f_{c28} *(MPa)*	$\tau_b \leq 0{,}06\ f_{c28}$	$\tau_b \leq 0{,}025\ f_{c28}$
Rdc	822.59	1151.626	3.76	1,50	0,625	Non	Non
2eme	775.47	1085.65	3.30	1,50	0,625	Non	Non
3eme 9eme	298.57	417.99	1.27	1,50	0,625	Oui	Non

Tableau.V.31 : Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux.

Sens	*Section (cm²)*	*T (KN)*	$A_{diagonal}$ *(cm²)*	*Le choix*	A_{pou} *(cm²)*	*Le choix*	*S(c)*	A_{long} *(cm²)*	*Le choix*
Rdc	20×170	822.59	15.88	8HA16	6.80	2x(6HA10)	15	5.10	2x(2HA14)
2^{eme}	20×170	775.47	11.59	8HA14	7.32	2x(6HA10)	15	5.10	2x(2HA14)
3^{eme} Au 9^{eme}	20×170	298.57	-	-	6.8	2x(6HA10)	15	4.62	2x(2HA14)

❖ **ARMATURES TRANSVERSALES:**

Tableau.V.32 : Vérification des contraintes de cisaillement dans les linteaux.

Sens	*T (KN)*	$\overline{\mathbf{T}}$ *(KN)*	τ_b *(MPa)*	$\overline{\tau}_b$ *RPA99 (MPa)*	$\tau_b < \overline{\tau}_b$
Rdc	822.59	1151.62	3.76	5	c.v
2eme	775.47	1085.65	3.30	5	c.v
3eme Au 9eme	298.57	417.99	1.27	5	c.v

Tableau.V.33 : Armatures transversales et leurs espacements dans les linteaux.

Sens	$\overline{\mathbf{T}}$ *(KN)*	A_t *(cm²)*	A_{tmin} *(cm²)*	S_t *(cm) CBA93*	S_t *(cm) RPA*	S_t *(cm)*	A_{choi} *(cm²/ml)*
Rdc	1151.626	1,57	0,90	40	30	15	2HA10
2eme	1085.65	1,57	0,90	40	30	15	2HA10
3eme Au 9eme	417.99	1,57	0,90	40	30	15	2HA10

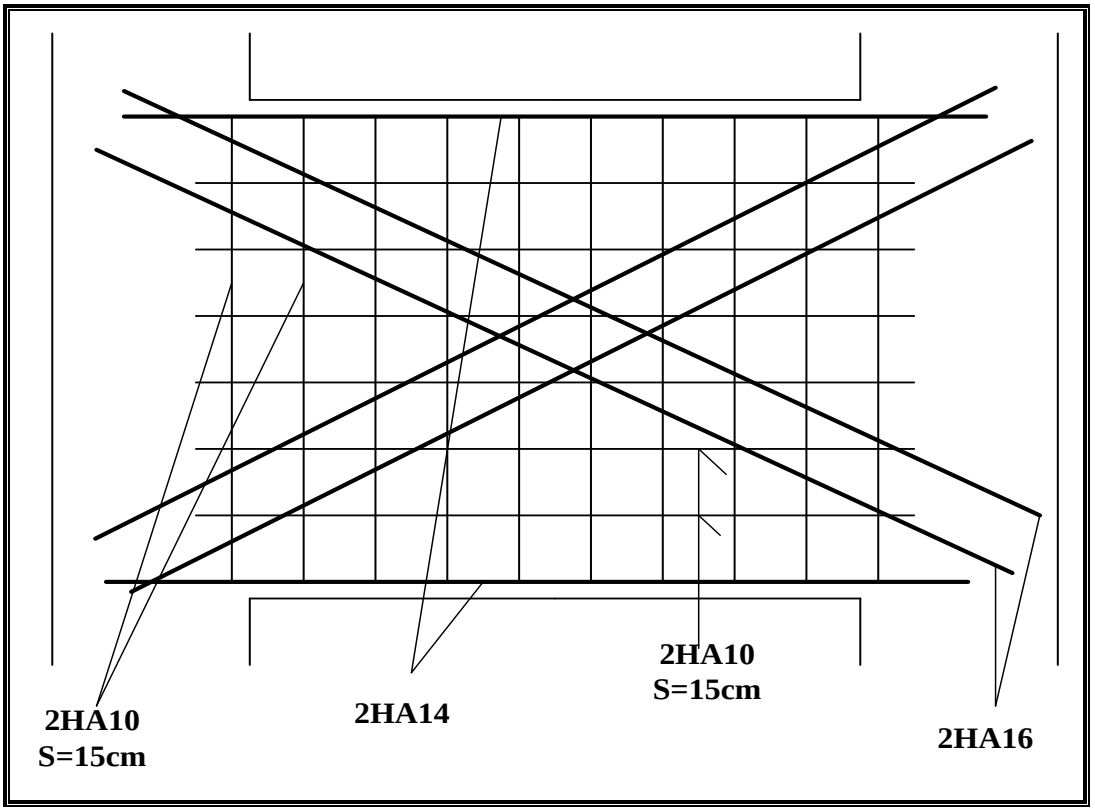


Figure.V.15 : Ferraillage du linteau.

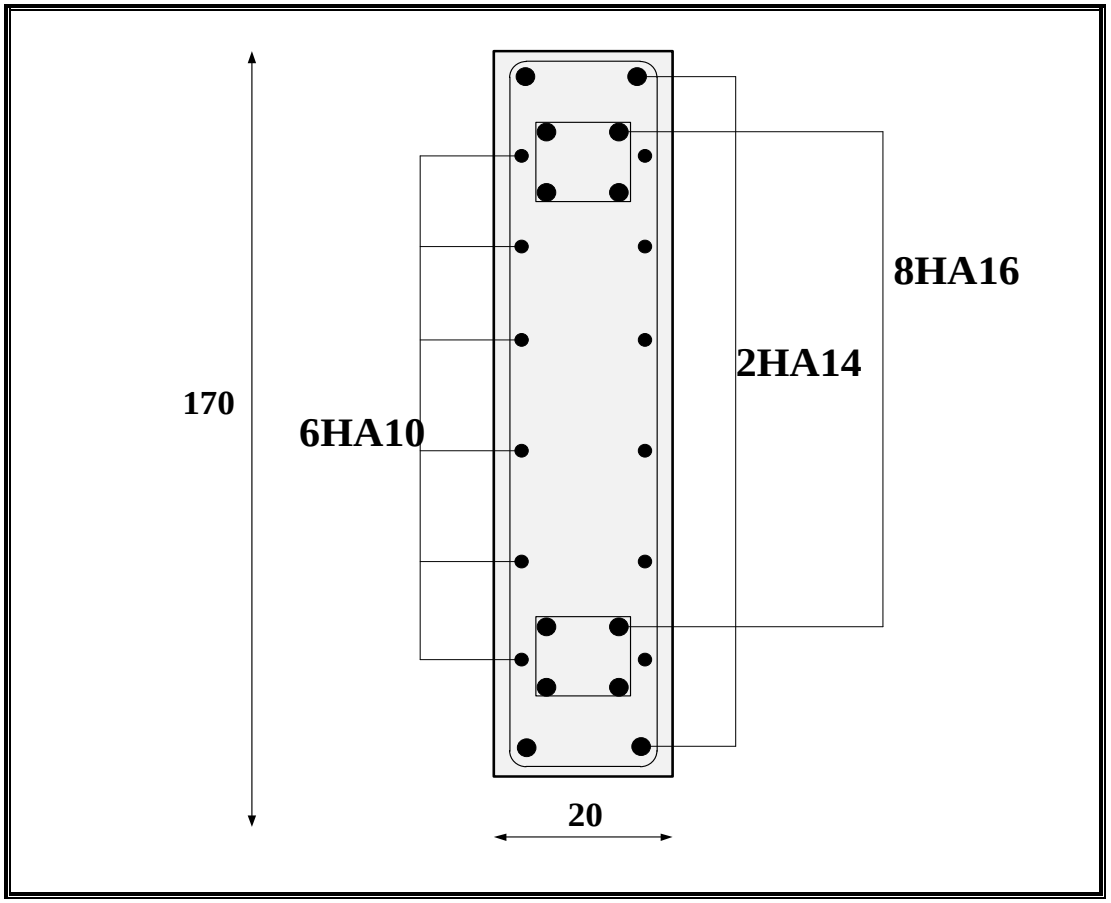


Figure.V.16 : Coupe A-A de linteau

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI. FONDATION

VI.1. INTRODUCTION :

Une fondation est l'organe intermédiaire entre la structure et le sol. Elle ne peut être calculée d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les principales fonctions que doivent remplir les fondations sont :

- Reprendre sans subir de dommages les charges et surcharges ou plus exactement la combinaison de ces dernières amenées par la superstructure.
- Transmettre ces sollicitations au sol (dit de fondation) dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

Que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol.

VI.2. RECONNAISSANCE DU SOL:

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier. Il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation.

VI.2.1. NATURE DE LA COUCHE DE FONDATION:

Le site étudié est constitué d'une couche de fondation de nature sableuse de couleur et peu plastique.

Le sol est de faible humidité, et de faible à moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant et cohérent.

Cette couche est de caractéristiques : $\varphi = 13,5°$; $c = 0,53$ bar ; $\sigma_{sol}=2$ bar

VI.2.2. FONDATION DES OUVRAGES:

La profondeur d'ancrage préconisée est de 2,00 m Par rapport au terrain naturel.

VI.2.3. STABILITE DU SITE:

- Les investigations géotechniques n'ont décèle aucun signe défavorable concernant la stabilité majeur du terrain.
- Aucun niveau d'eau n´a été repéré jusqu´à la profondeur atteinte.

VI.2.4. RECOMMANDATIONS:

Afin d'éviter les dommages des travaux ; le laboratoire d'essai géotechnique responsable a recommandé les mesures préventives suivantes :

- La mise en œuvre du béton juste après la réalisation des fouilles pour éviter les dégradations du fond et des parois de ces fouilles.
- Eviter les eaux pluviales ou autres en tête de fouilles.
- Prévoir un drainage adéquat afin d'éviter la stagnation des eaux au niveau des fondations.
- Procéder à un dallage périphérique autour de la construction.

VI.3. EFFORTS TRANSMIS PAR LES FONDATIONS:

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.4. CALCUL DES FONDATIONS:

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- ✓ σ_{sol} : Contrainte du sol.
- ✓ S : Surface de la fondation.
- ✓ N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

VI.4.1. SEMELLES ISOLEES:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a /b : $\frac{a}{b}=\frac{A}{B}$ (Figure.VI.1)

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S=\left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

$$B \geq \sqrt{\frac{Ns}{\sigma sol}}$$

Avec : $A=\sqrt{S}$ et σ_{sol} = 2 bar = 0,2 MPa

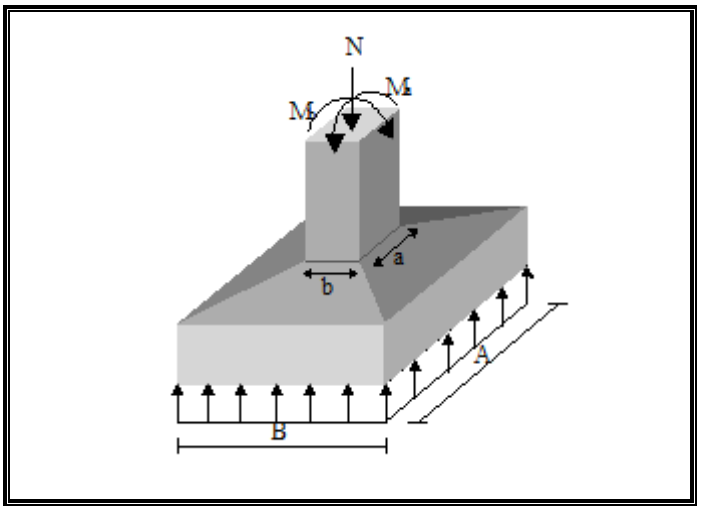


Figure.VI.1. Semelle isolée sous poteau.

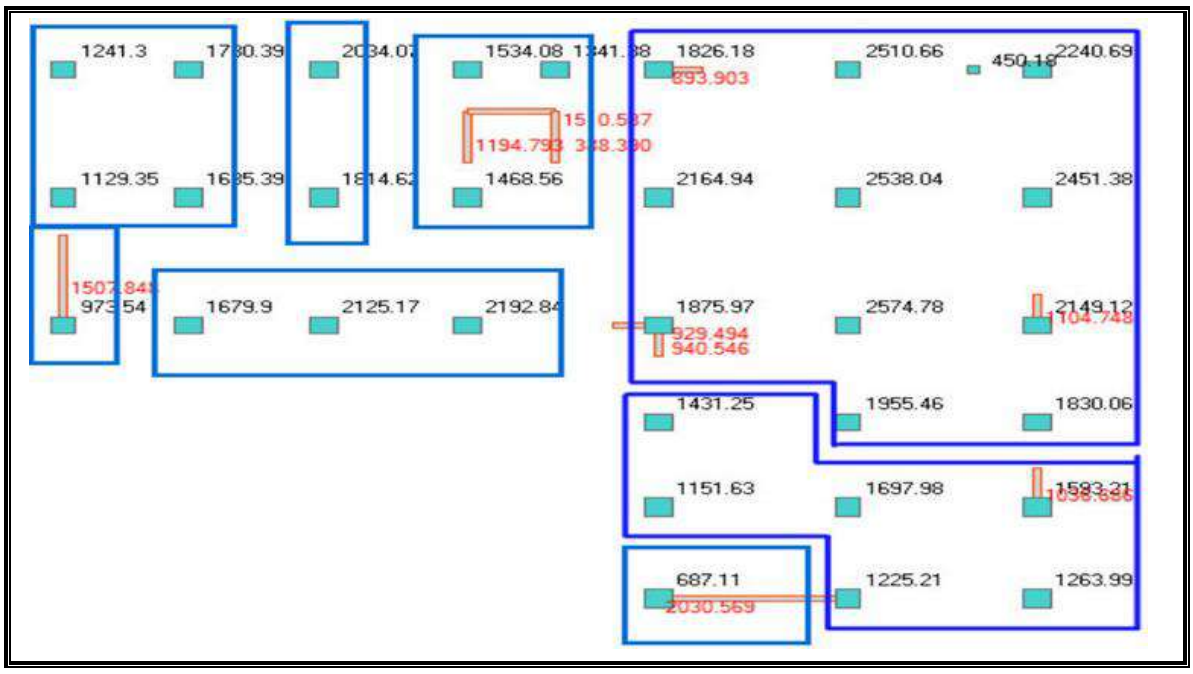


Figure. VI.2.des efforts au niveau des semelles

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.VI.1.Semelles isolés.

Cas	*Ni*	*b*	*A=B*	*S raccorder*	*1,5B'/2*	*Li*	*1,5B/2*	*X*	*Vérification*
	(KN)	(m)	(m)	B'(m)	(cm)	(m)	(cm)	(cm)	X≥100cm
ELS	2574.78	0.7	3.59	3.6	2.7	5	2.7	-0.4	non
ELS	1697.98	0.7	2.91	3	2.25	5	2.25	0.5	oui
ELS	1534.08	0.7	2.77	3	2.25	2.3	2.25	-2.2	non
ELS	2192.84	0.7	3.31	3.5	2.625	3.8	2.625	-1.45	non
ELS	2034.07	0.7	3.19	3.5	2.625	3.6	2.625	-1.65	non
ELS	1780.39	0.7	2.98	3	2.25	3.3	2.25	-1.2	non
ELS	973.54	0.7	2.21	2.5	1.875	3.3	1.875	-0.45	non
ELS	687.11	0.7	1.85	2	1.5	3.6	1.5	0.6	oui

NB : la valeur de X calculer par la formule suivante : X=Li-1,5B'/2-1,5B/2 cette dernière ne doit pas dépasser 40cm.

- Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles isoles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.4.2. SEMELLES FILANTES :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2ou3 éléments, en destines : la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal trouvant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et supporte les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

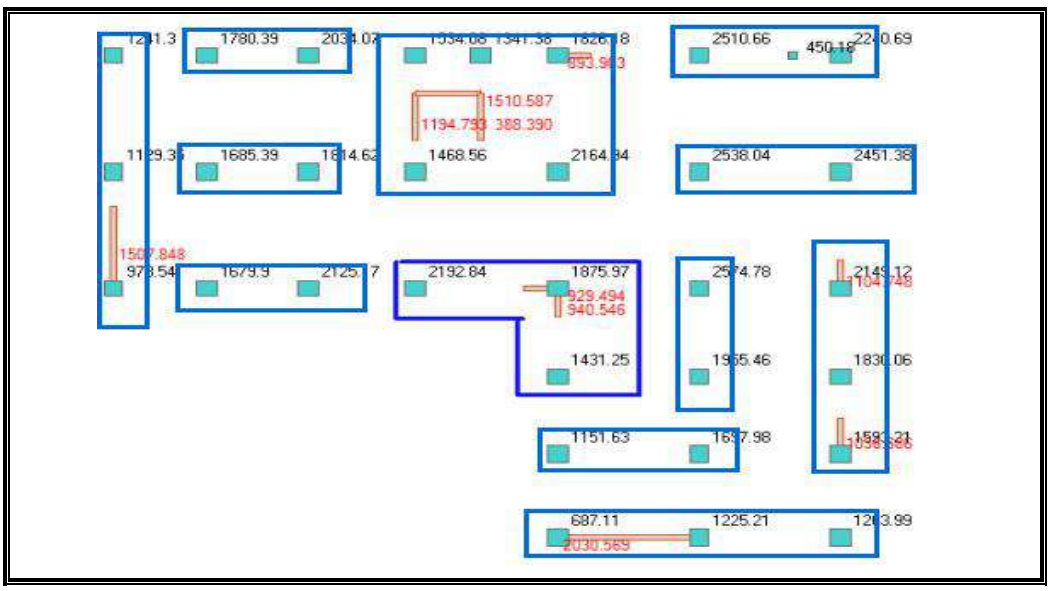


Figure. VI.3.des efforts au niveau des semelles.

VI.4.2.a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit : $$N = \frac{\sum N_i}{L}$$

Avec :

- Ni : La somme des efforts normaux sous la semelle filante.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$\frac{a}{b}\sigma s.B^3 - N.B - 3.e_{0b}.N \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B.

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Tableau.VI.2.Semelles filantes.

Cas	*Ni (KN)*	*L s*	*B(m)*	*B'(m)*	*1,5B'/2*	*1,5B/2cm*	*Li (m)*	*X (cm)*	*Vérification X≥100cm*
ELS	5572.39	10.1	3	3.5	2.25	2.625	3.6	-1.275	Non
ELS	3176.31	13	1.5	3.5	1.125	2.625	3.6	-0.15	Non
ELS	3344.19	13	1.5	3	1.125	2.25	3.3	-0.075	Non
ELS	5500.06	11.85	2.5	2	1.875	1.5	3.3	-0.075	Non
ELS	5201.53	8	3.5	3.5	2.625	2.625	5	-0.25	Non
ELS	4989.42	8	3.5	3.5	2.625	2.625	5	-0.25	Non
ELS	4530.24	6.8	3.5	2	2.625	1.5	3.3	-0.825	Non
ELS	2849.61	8	2	3.5	1.5	2.625	3.6	-0.525	Non
ELS	3814.46	6.6	3	3	2.25	2.25	3.3	-1.2	Non
ELS	3500.01	6.6	3	3	2.25	2.25	3.3	-1.2	Non
ELS	3805.07	6.6	3	3	2.25	2.25	3.3	-1.2	Non

- Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles filantes, donc on passe à l'étude de radier générale.

VI.4.3. RADIER GENERAL :

Un radier général est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être nervurée (le cas de notre projet) ou massive. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent

-dans ce projet L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux.

∑Nser =**67991.789** (kN)

VI.4.3.a. Pré dimensionnement du radier général :

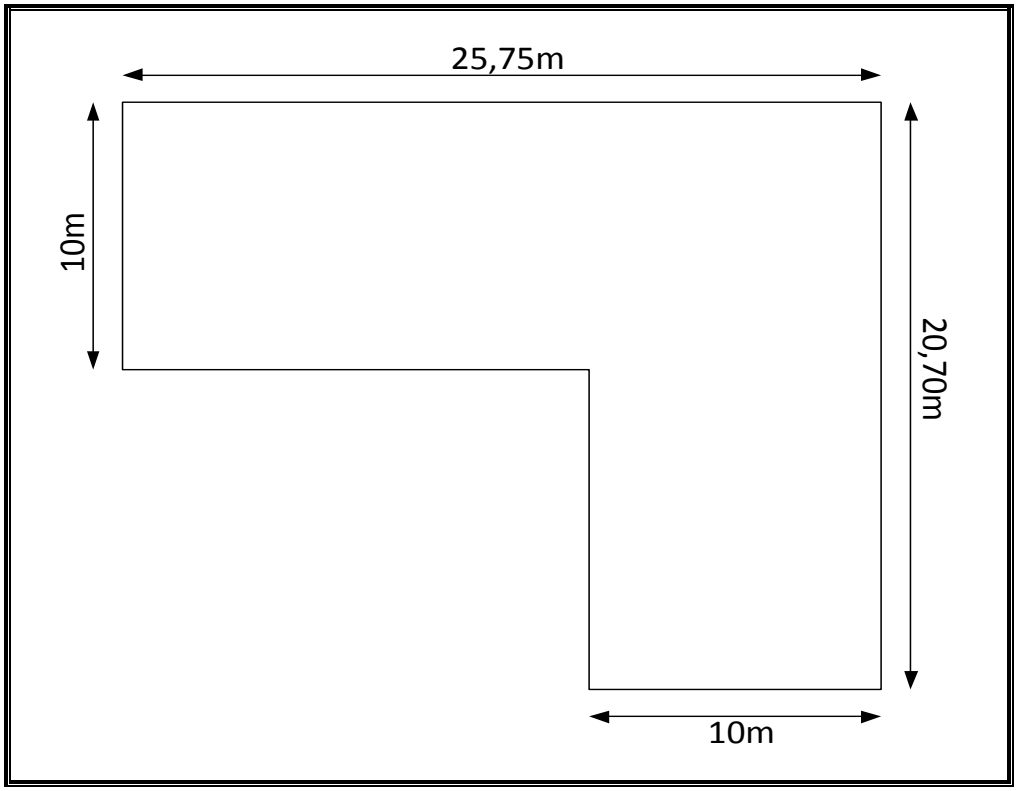


Figure VI.4 Vue en plan de la surface du bâtiment.

-LA SURFACE DU BATIMENT= (10x20,70) + (15,75x10)=364,5 *(m^2)*

VI.4.3.a.1. Détermination de la surface nécessaire.

$$S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{67991,790t}{0,2}.10^{-6} = 339,96m^2$$

D' où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

La surface occupée par l'ouvrage = 364,5 m^2 > $S_{nec.}$

Débord de *100 cm* pour chaque coté.

La section totale du radier est de : 461,4 *(m^2)*

VI.4.3.a.2. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier.

- ✓ Condition forfaitaire:

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{505}{20} = 25,25cm$$

On adopte : h=30*cm*

Avec:

L_{max}: La plus grande portée de la dalle.

✓ Condition de cisaillement:

-on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} = 1.17 MPa$$

$$T_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

L'effort normal ultime revenant au radier est : N_u= 92774.135*(KN)*

La surface totale du radier est S=461,4 (m^2)

L_{max}=5,025*m* ; b=1*m*

Donc : $T_u = \frac{92774.135}{4614} \times \frac{5,05}{2} = 507,70$ *KN/m*

et $d \geq \frac{T_u}{bx\bar{\tau}_u} = 0.434m$ Donc : $h \geq \frac{d}{0.9} = 0.482m$

➢ Conclusion:

Nous prenons h = 50 *cm* avec un enrobage e= 5 *cm.*

VI.4.3.a.3. DIMENSIONNEMENT DES NERVURES (Hauteur de la nervure) :

✓ Condition de la raideur:

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \text{ ……(*)}$$

Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

E: Module de Young (*E=32164,20MPa*).

K: Coefficient de raideur du sol (*5.00N/cm*^{3}*≤K≤120 N/cm*^{3}*). K=40 N/cm*^{3}

I: Inertie de la section transversale $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$

A partir de la formule (*) on calcule la valeur de *h*:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \,.\, {L_{max}}^4 . K}{\pi^4 . E}} = 73,64cm$$

- Conclusion:

  Nous prenons : h = 75 *cm* ; b=45 *cm*

- Résumé :

  - ✓ Epaisseur de la dalle du radier h=50*cm*
  - ✓ Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h = 75cm \\ b = 50cm \end{cases}$

VI.4.4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU RADIER :

❖ **LE CENTRE DE GRAVITE :**

La surface totale du radier est S=461.4(m^2) Les longueurs maximales dans les deux directions sont $L_{x\,max}$=27,75*(m)* ; $L_{y\,max}$=22,70*(m)*

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum X_i \,.\, A_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum Y_i \,.\, A_i}{\sum A_i} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} X_{Gradier} = 16{,}07\ m \\ Y_{Gradier} = 13.54\ m \end{cases}$$

❖ **LES MOMENTS D'INERTIE :**

Les moments d'inerties du radier par rapport à son centre de gravité sont :

$$\begin{cases} I_{XG} = I_{XO} - y_G^2 \\ I_{yG} = I_{yo} - X_G^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} I_{XG} = 11438{,}83\ \ m^4 \\ I_{yG} = 21185{,}90\ \ m^4 \end{cases}$$

VI.4.5. VERIFICATIONS NECESSAIRES :

VI.4.5.a. Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité *1,5* $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1{,}5\right)$

Avec:

M_s: Moment stabilisant sous l'effet du poids de l'ouvrage.

M_R: Moment de renversement dû aux forces sismique.

- Sens x-x:

  $M_R = \sum F_i \,.\, Z_i = 111650{,}700\ KN.m$

et: M_s=N. X_G

Avec: N=N1+N2

N_1: Poids de la superstructure.

N_2: Poids propre du radier.

X_G: le centre de gravité du radier général.

Donc:

$N_1=N_G+N_Q$ =67991.789*KN*

$N_2= \rho_b.S.h$=25x461,4x0,50=5767,5 *KN*

Donc: N=73759,289*kN*

M_s=N. X_G=*1185311,774kN.m*

$$\frac{M_s}{M_R}=\frac{1185311,774}{111650,700}=10,61>1,5.....Vérifié$$

- Sens y-y:

M_R=111146,587 $KN.m$

M_s=N. Y_G=998700,773 kN.m

$$\frac{M_s}{M_R}=\frac{998700,773}{111146,587}=7,00>1,5.....Vérifié$$

❖ **CONCLUSION:**

Le rapport du moment stabilisant et du moment de renversement est supérieur à *1.5*, donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.4.5.b. Vérification des contraintes dans le sol :

❖ **SOLLICITATION DU PREMIER GENRE:**

On doit vérifier la contrainte du sol

$$\text{À l'ELS: } \sigma_{ser}=\frac{N_{ser}}{S_{rad}}=\frac{67991,790.10^3}{461,4.10^6}=0,147MPa$$

$$\sigma_{ser}=0,147MPa<\sigma_{sol}=0,2.....Vérifié$$

❖ **SOLLICITATION DU SECOND GENRE:**

On doit vérifier aussi les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec :

$$\sigma_{1,2}=\frac{N}{S}\pm\frac{M_r\times V_{\max}}{I}$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

M_r est le moment de renversement.

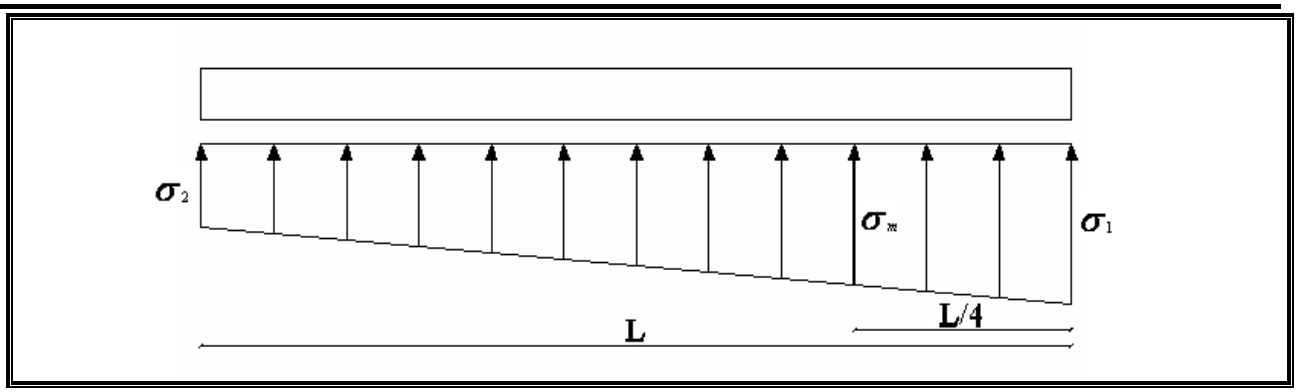


Figure VI.5 : Contraintes sous le radier.

On vérifie que:

σ_1: Ne doit pas dépasser $1{,}5\sigma_{sol}$

σ_2: Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)=\frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1{,}33\sigma_{sol}$

❖ **ELU:**

$N_u = 92774{,}13 kN$

σ_{sol} =0,20 MPa

1,33 σ_{sol}=0,266 MPa

Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (MPa)
Sens x-x	0,204	0.199	0,203
Sens y-y	0,202	0.200	0.202
Vérification	$\sigma_1^{max}<1{,}5\ \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min}>0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)<1{,}33\sigma_{sol}$

❖ **ELS:**

$N_{ser}=N_G+N_Q = 67991{,}7 KN$

σ_{sol} =0,2 MPa

1,33 σ_{sol}=0,266 MPa

Tableau VI.4 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (MPa)
Sens x-x	0,150	0.145	0,149
Sens y-y	0.149	0,146	0.148
Vérification	$\sigma_1^{max}<1{,}5\ \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min}>0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)<1{,}33\sigma_{sol}$

❖ **CONCLUSION:**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.4.5.c. Verification aux sous pressions:

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non- soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq Fs \cdot \gamma_w \cdot Z \cdot S$$

Avec :

- ✓ W =62737,28 KN : poids total du bâtiment.
- ✓ Fs=1.5 : Coefficient de sécurité.
- ✓ γ_w =10(KN/m^3) : poids volumique de l'eau.
- ✓ Z : profondeur de l'infrastructure (h = 1,5 *m*).
- ✓ S=461,4 *(m^2)* : surface du radier.

Donc :

$Fs \cdot \gamma_w \cdot Z \cdot S$ =10381,5KN<62737,28 KN .

Alors cette Condition est vérifiée**.**

VI.4.6. FERRAILLAGE DU RADIER :

La dalle du radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les nervures et les poteaux Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que l'état d'agressivité dû au pourcentage en sulfates est nul.

Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μ x ,μ y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$.

❖ **REMARQUE :**

D'après le choix de pré dimensionnement H_{radier} =50 cm on a obtenons une grand quantité d'acier des armatures donc on a décidé d'augmenter la hauteur de radier a 60 cm

VI.4.6.a. Détermination des efforts:

On a: Lx=5,00 m ; L_y=5,05 m

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5{,}00}{5{,}05} = 0.99 > 0.4 \Rightarrow panneau\ travaillant\ suivant\ les\ deux\ direction.$$

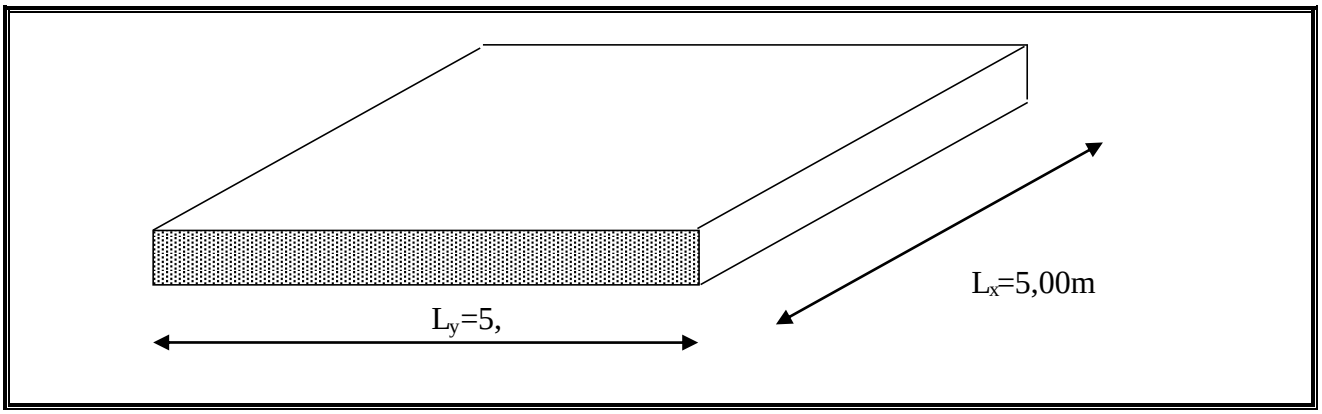


Figure VI.6 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires (BAEL91).

❖ **ELU:**

$$v=0;\ \Rightarrow \begin{cases} \mu x = 0.0376 \\ \mu y = 0.9771 \end{cases}$$

❖ **ELS:**

$$v=2;\ \Rightarrow \begin{cases} \mu x = 0.0449 \\ \mu y = 0.9847 \end{cases}$$

VI.4.6.b. Calcul des Charges du radier :

$$\boldsymbol{Q_{rad} = \frac{p_{struc} + p_{remblai} + p_{rad} + p_{Amorce-pot}}{S_{rad}}}$$

ELU : Q_{rad}=238,26 KN/m²

ELS : Qrad=176,49 KN/m²

VI.4.6.c. Vérification de la surface du radier :

$\sigma rad = Q_{rad} = \frac{Q_{ser}}{1\,m^2} = \frac{170{,}02}{1}$=0,170MPa

Cette contrainte est inferieur à la contrainte admissible du sol :

σrad=0,170MPa < σadm=0,2 MPa.

Donc le surface du radier est suffisante.

VI.4.6.d. Calcul des moments

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

VI.4.6.d.1. Détermination DES moments à l'ELU :

$M_x = \mu_x . q_u . l_x^2 = 223,97$ KN.m

$M_y = \mu_y M_x = 218,83$ KN.m

En travée

$M_{tx} = 0.85 * M_x = 190,37$ KN.m

$M_{ty} = 0.85 * M_y = 186,01$ KN.m

En appuis

$M_{ax} = -0.5 * M_x = -111,99$ KN.m

$M_{ay} = -0,3 * M_x = -67,19$ KN.m

VI.4.6.d.2. Détermination DES moments à l'ELS :

$M_x = \mu_x . q_s . l_x^2 = 198,11$ KN.m

$M_y = \mu_y M_x = 195,08$ KN.m

En travée

$M_{tx} = 0.85 * M_x = 168,39$ KN.m

$M_{ty} = 0.85 * M_y = 165,82$ KN.m

En appuis

$M_{ax} = -0.5 * M_x = -99,06$ KN.m

$M_{ay} = -0,3 * M_x = -59,43$ KN.m

Tableau VI.5: ferraillage des panneaux.

Sens	*Position*	M_u *(kN.m)*	A_{min} *(cm²)*	A_{cal} *(cm²)*	A_{choisi} *(cm²)*	*Esp (cm)*
Sens x-x	En travée	190,37	6.00	10,2	7HA14=10,78	16
	Sur appuis	-111,99	6.00	6,4	5HA14=7,70	20
Sens y-y	En travée	186,01	6.00	9,9	7HA14=10,78	16
	Sur appuis	-67,19	6.00	6,4	5HA14=7,70	20

VI.4.6.e. Vérifications nécessaires :

VI.4.6.e.1. Condition de non fragilité:

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = 6{,}00(cm^2)$

VI.4.6.e.2. Vérification de l'espacement:

❖ **EN TRAVEES :**

$S_t = 16cm < Min[3h = 180cm; 33cm] = 33cm$..... *(c.v).*

❖ **AUX APPUIS:**

$S_t = 20cm < Min[3h = 150cm; 33cm] = 33cm$..... *(c.v).*

VI.4.6.e.3. Vérification de l'effort tranchant:

Suivant Lx: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 398{,}41KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{398{,}41 \times 10^3}{1000 \times 542} = 0{,}74MPa < \overline{\tau}_u = 1{,}17MPa$$ ..... *(c.v).*

Suivant Ly: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 1{,}17MPa$

$$V_{uy} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 397{,}10KN$$

$$\tau_u = \frac{397{,}10 \times 10^3}{1000 \times 543} = 0{,}73MPa < \overline{\tau}_u = 1{,}17MPa$$..... (c.v).

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

VI.4.6.e.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est préjudiciable Il faut vérifier que:

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

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ = min ((2/3) xfe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 *MPa*

Tableau VI.6 : vérification des contraintes de L'ELS.

Sens	*position*	M_{ser} *(kN.m)*	A_s *(cm²)*	σ_s *(Mpa)*	σ_b *(Mpa)*	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Sens x-x	En travée	168,39	10,78	201,6	5,6	Oui	Oui
	Sur appuis	-99,06	7,70	201,6	5,5	Oui	Oui
Sens y-y	En travée	165,82	10,78	19,5	1,6	Oui	Oui
	Sur appuis	-59,43	7,70	11,7	0,9	Oui	Oui

VI.4.7. FERRAILLAGE DU DEBORD :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

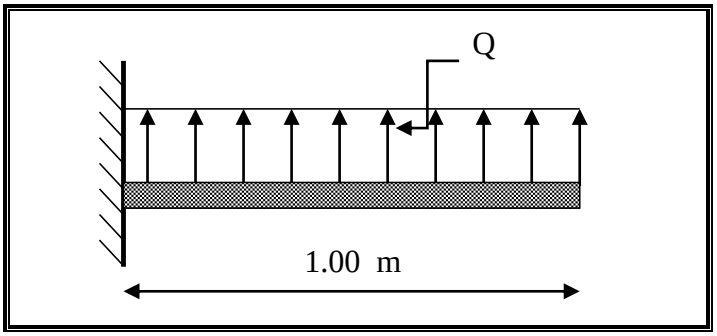


Figure VI.7 : Schéma statique du débord.

VI.4.7.a. Evaluation des charges et surcharges :

E.L.U : q_u = 238,26 *kN/ml* ⟶ Pour une bande de 1m.

E.L.S : q_{ser} = 176,49 *kN/ml* ⟶ Pour une bande de 1m.

VI.4.7.b. Calcul des efforts :

❖ **E.L.U :**

$$M_u = \frac{q_u.L^2}{2} = 119{,}13\ kN.m$$

$$T_u = q_u .L = 238{,}26\ kN$$

❖ **E.L.S :**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}.L^2}{2} = 88{,}25\ kN.m$$

VI.4.7.c. Ferraillage :

VI.4.7.c.1. Armatures longitudinales :

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

Avec : M_u=119,13 *KN.m*, b = 100 *cm*, h = 60 *cm*, d=54,2 *cm*.

Donc : $A_s = \frac{M_u}{\beta.d.\overline{\sigma_s}} = 6,4cm^2$

On adopte A_s=**6HA12=6.79 *cm²*** (le même ferraillage que la dalle du radier).

Avec un espacement : esp **= 15 *cm*** .

VI.4.7.c.2. Armature de répartition :

$$\frac{A_S}{4} \le A_r \le \frac{A_S}{2} \quad \Rightarrow \quad 1.7\ cm^2 \le A_r \le 3.4\ cm^2$$

$$A_r = 3,14\ cm^2 = 5HA8; esp = 21.5cm.$$

VI.4.7.c.3. Vérifications nécessaires :

❖ **CONDITION DE NON FRAGILITE :**

$$A_S = 6.79cm^2 > A_S^{Min} = \frac{B}{1000} = 6.00cm^2 .....(C.V).$$

❖ **VERIFICATION DE L'ESPACEMENT:**

➢ Armatures longitudinales:

$$S_t = 15cm < Min[3h = 180cm; 33cm] = 33cm ..... \text{(c.v)}.$$

➢ Armatures de répartitions:

$$S_t = 21,5cm < Min[4h = 240cm; 45cm] = 45cm ..... \text{(c.v)}.$$

❖ **VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.44MPa \le \tau_{adm} = \min(0,1f_{c28}, 4\ MPa) = 2.5\ MPa \text{.... (C.V)}.$$

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

VI.4.7.c.4. Vérification des contraintes à l'ELS:

La fissuration est préjudiciable Il faut vérifier que:

$$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$\sigma_s \le \overline{\sigma_s}$ = min ((2/3) x fe ; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 *MPa*

Tableau VI.7 Vérification des contraintes de L'ELS

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	σ_{bc}(MPa)	σ_s(MPa)	Vérification
88,25	6.79	1,4	17,5	OK

VI.4.8. ETUDE DE LA NERVURES:

VI.4.8.a. Evaluation des charges :

- A l'ELU

$$\mathbf{Qu=\frac{\sum Nu\ poteau}{L}=251,65\ KN/m}$$

- A l'ELS

$$\mathbf{Qser=\frac{\sum Nser\ poteau}{L}=157,33}$$

VI.4.8.b. calcul des moments :

- A l'ELU

$$Ma=-\frac{qu\ l^2}{12}=534,80\ KN.m$$

$$Mt=\frac{qu\ l^2}{24}=267,40\ KN.m$$

- A l'ELS

$$Ma=-\frac{qu\ l^2}{12}=-334,36\ KN.m$$

$$Mt=\frac{qu\ l^2}{24}=167,18\ KN.m$$

VI.4.8.c. Calcul du ferraillage.

Pour détermination des efforts on utilise le logiciel SAP2000.

Les nervures travaillent en flexion simple.

d=h-e- ϕ/2=0.9h et c=c'=h-d

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnes ci-après

Tableau VI.8: calcul ferraillage.

	M_u (KNm)	A_s^{cal} (cm^2)	A_s^{adop} (cm^2)
Travée	267,40	11,4	6HA16=12,06
Appuis	-534,80	24	8HA20=25,13

VI.4.8.d. Vérification des contraintes normale à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Tableau VI.9 : vérification des contraintes de L'ELS

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	167,18	12,06	1,8	15	22,6	202	OK
Appuis	-334,36	25,13	5,4	15	201,6	202	OK

VI.4.8.d.1. Vérifications nécessaires :

❖ **CONTRAINTE TANGENTIELLE**

$$Tu = -\frac{qu\ l}{2} = 635{,}42 \text{ KN.m}$$

➢ calcul des contraintes de cisaillement :

$$\tau u = \frac{Vu}{b_0 xd} = 1{,}84 \text{ Mpa} < [\tau] = 2{,}5 \text{ MPa}$$

VI.4.8.e. Détermination des armatures transversales.

$$\textbf{Selon [1]} \begin{cases} S_t \le \dfrac{A_t}{0.003b} \\ S_t \le Min\left(\dfrac{h}{4};\ 12\varphi\right) & zonenodale \\ S_t \le \dfrac{h}{2} & zonecourante \end{cases}$$

Tableau VI.10 : calcul des armatures transversales.

		RPA 99V2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (ZN) (cm)	S_t (ZC) (cm)	At (cm^2)	S_t (ZN) (cm)	S_t (ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
50x75	1,84	18.75	37.5	5,63	10	15	15HA10= 11,78

VI.4.8.f. Vérification au non poinçonnement :

D'après les règles CBA93, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le poteau le plus sollicité.

On doit vérifier :

$$Nu \leq 0.045 \mu x \times f_{c28} \times \frac{h\ ner}{\gamma b}$$

Avec :

- ✓ μ x : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.
- ✓ h : L'épaisseur du nervure.
- ✓ N : La charge de calcul obtenue par la combinaison (G+Q+E).
- ✓ μx =2 (2 b +2.h ner)
- ✓ b : Dimensions de poteau.

μ_x =2 (2×0,7 +2×0.75) =5,8 m

$$0.045 \mu_x \times f_{c28} \times \frac{h\ ner}{\gamma b} = 4893{,}75\ KN$$

N = 2459.26 KN

2459.26 ≤ 4893,75 KN ……..(C.V)

VI.5. CALCUL DES LONGRINES :

VI.5.1. INTRODUCTION :

Les longrines sont des poutres longitudinales repose sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles.

Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment en un effort de traction l'effort normal provenant des charges et des surcharges.

Pour un sol de fondation de catégorie (S 2) les dimensions minimales de la section transversale des Longrines sont (25 x 30) cm².

On adopte : (b x h) = (35 x 35)

VI.5.2. SOLLICITATIONS :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale :

$F=N/\alpha \geq 20$ KN

- N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.
- α : coefficient de site en fonction de la zone.

Dans notre cas : α=12 (Zone III ; SiteS2)

VI.5.3. FERRAILLAGE :

❖ **ELU**

Fu=N/α =3519,06/12 = 293,26 > 20 KN (c.v)

Les armatures longitudinales sont données par : $A_u \geq N/10\delta s$

On a : Nu = 1759,53 KN

Alors : $A_u \geq 1759,53x10^3/10x348= 505,61$ mm²

A=5,05 cm²

- Section minimale donnée par le RPA 99:

Ar ≥ 0.6%B

Alors : Ar ≥ 0.006x(35x35)= 7,35 cm²

- Condition de non fragilité CBA93

A ≥ B f t28/ fe

A ≥ 35x35x2,1 / 400

A ≥ 6,43 cm²

❖ **ELS**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$\overline{\sigma_s}$ = min [2/3 fe ;$110\sqrt{\eta\, fti}$]= 202 MPa avec Nser = 1287,39 KN

$A_{ser} \geq 21287{,}39 \times 10^3/10 \times 202 = 637{,}32$ mm²

$A_{ser} = 6{,}37$ cm²

❖ **RESULTATS:**

$A=\max[\ A_u;A_r;A_{RPA};A_{CBA}\ ]=7{,}37$ cm²

On adopte: A=6HA14 = 9,24 cm²

$\Phi t \geq \Phi/3=14/3=4.66$ mm

Φt 8 mm alors on adopte A= 4HA8 = 2,01 cm².

❖ **ESPACEMENT :**

St ≤ [20cm ; 15Φ] = min[20cm ; 21 cm]

St =10 cm

Chapitre VII

Etude comparative

VII. ETUDE COMPARATIVE

VII.1. INTRODUCTION:

L'action sismique agit sur une structure en lui appliquant une bouffée d'énergie, cette énergie absorbée par la structure doit être dissipée soit par l'amortissement soit par des déformations post élastique.

Plus la structure est capable de dissiper l'énergie sous forme de déformation plastique plus le coefficient de comportement est élevé.

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la règlementation en fonction du types de structure des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Le coefficient de comportement est un facteur introduit dans les règlements parasismiques pour réduire les forces élastiques obtenues d'une analyse élastique linéaire pour tenir compte de la dissipation d'énergie au court du séisme

Dans ce chapitre on va faire une étude comparative entre deux types de contreventement R=5 et R=3.5

L'analyse des résultats a été scindée en deux aspects *:*

❖ **ASPECTS TECHNIQUES:**

- Stabilité de la structure:
  - ✓ Modes de vibrations
  - ✓ Période
  - ✓ Participation massique
  - ✓ Résultante des forces sismique à la base
- Résistance des éléments:
  - ✓ Les déplacements des bâtiments
  - ✓ Effort tranchant
  - ✓ Effort normale

❖ **ASPECTS ECONOMIQUES:**

- ✓ Volume de béton

VII.2.ASPECTS TECHNIQUES:

VII.2.1. LES PERIODES:

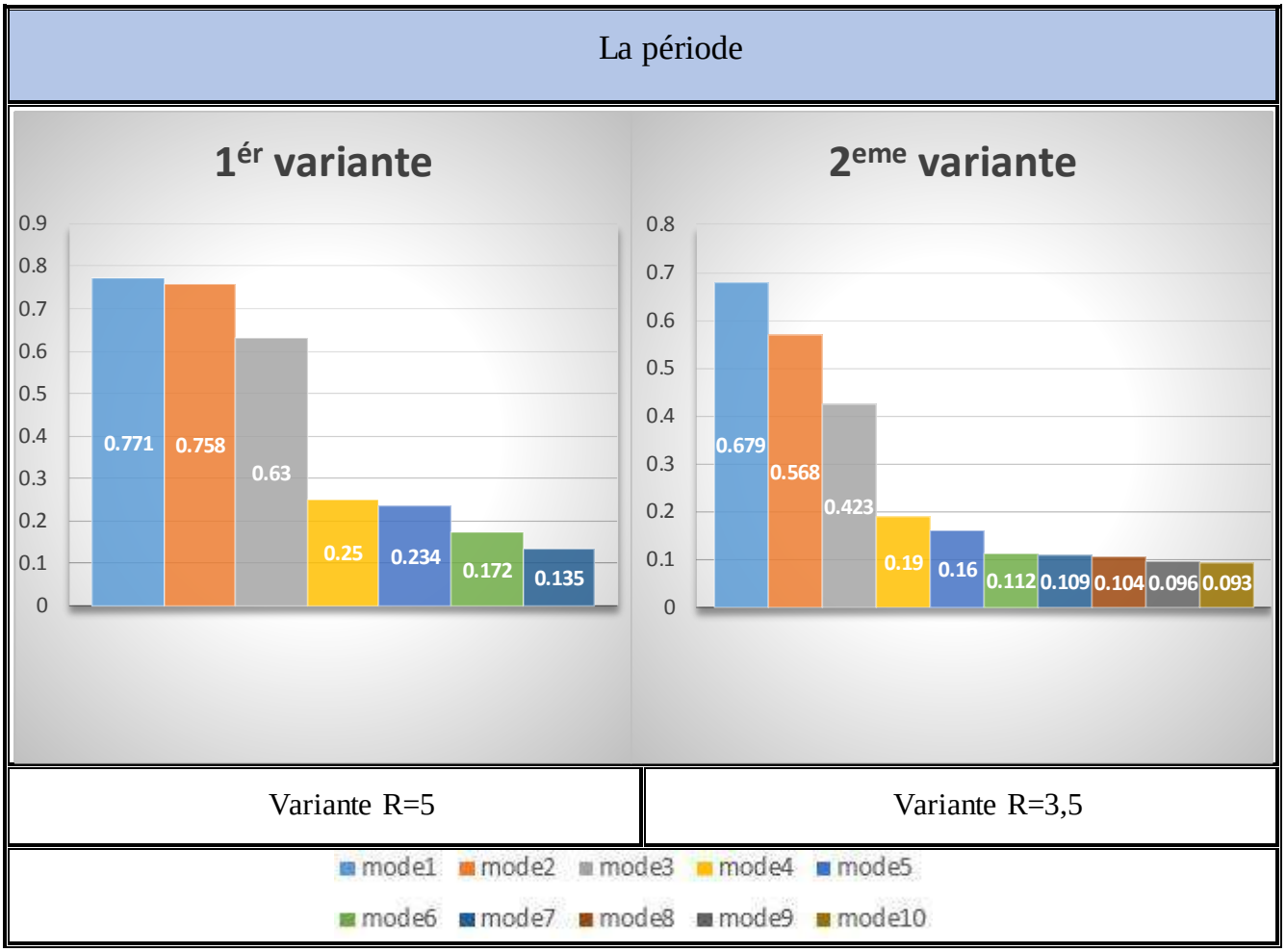


Figure. VII.1 : les modes des deux variantes

Variante N° 01 : T_{V1} = 0,771 seconde.

Variante N° 02 : T_{V2} = 0.679 seconde.

❖ **COMMENTAIRE:**

La période de la variante II est inférieure de **13%** de celle obtenue dans variante I.

❖ **DISCUSSION:**

La structure de la variante (02) est plus rigide que la structure de la variante (01).

VII.2.2. PARTICIPATION MASSIQUE:

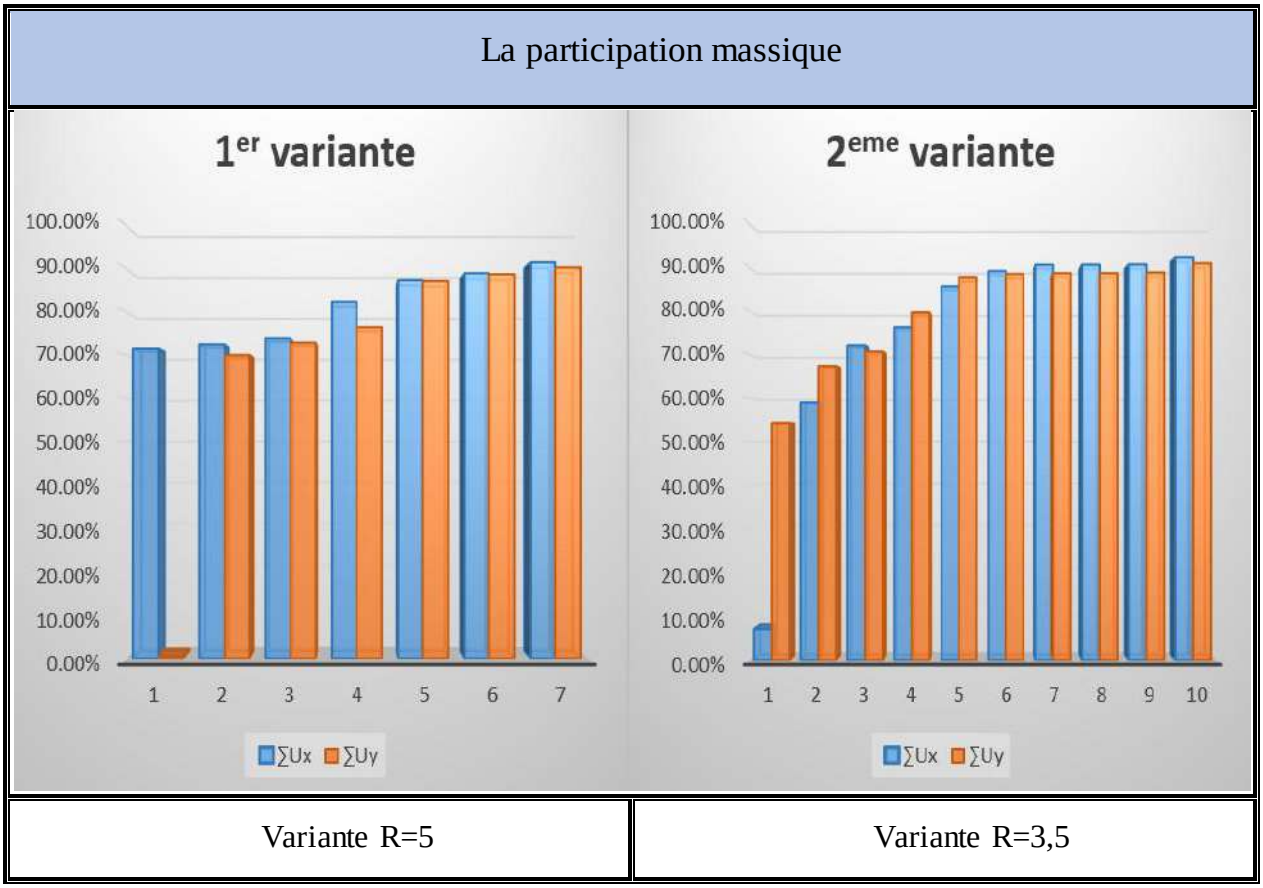


Figure. VII.2 : la participation massique des deux variantes

❖ **COMMENTAIRE:**

Variante N° 01: 7 modes

La structure dissipe plus de 90% dans les 7 premiers modes.

Variante N° 02 : 10 modes

La structure dissipe plus de 90% dans les 10 premiers modes.

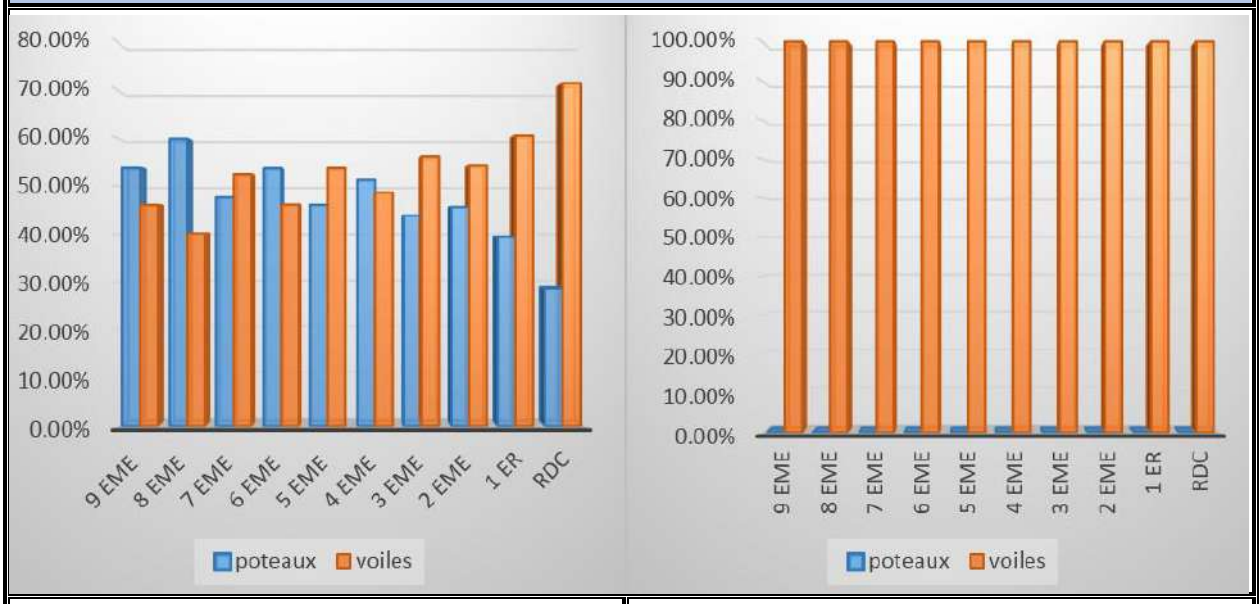
❖ **DISCUSSION :**

Les deux figures montres que le nombre de mode dissipative croit la diminution de coefficient de comportement.

La structure de la variante (01) est plus dissipative que la structure de la variante (02).

VII.2.3. REPARTITION DE L'EFFORT TRANCHANT PAR ETAGES :

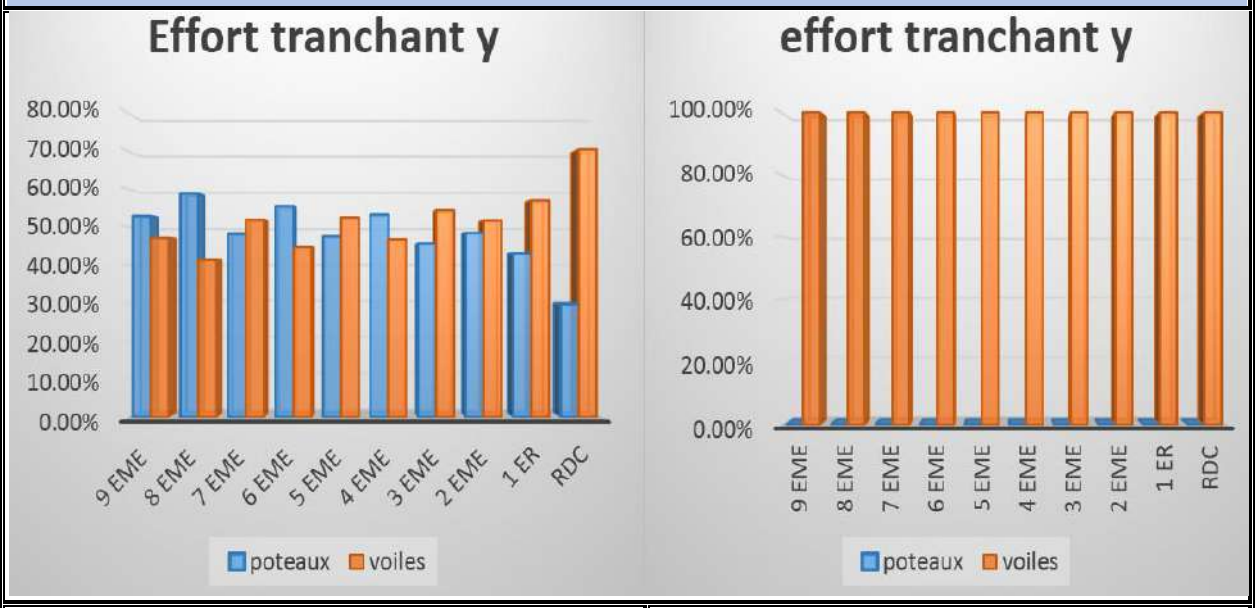
Effort tranchant suivant x



Variante R=5	Variante R=3,5

Figure. VII.3 : Effort tranchant suivant x

Effort tranchant suivant y



Variante R=5	Variante R=3,5

Figure. VII.4: Effort tranchant suivant y

❖ **COMMENTAIRE:**

Variante01 : les poteaux reprennent plus de 25% d'effort tranchant dans tous les étages.

Variante02 : les voiles reprennent 100% d'effort tranchant dans tous les étages.

❖ **DISCUSSION :**

Variante01 :l'effort tranchant reprenne par des poteaux et voiles avec interaction suivant les deux directions (portiques voiles)

Variante02 :l'effort tranchant reprenne par des voiles uniquement.

VII.2.4. REPARTITION DE L'EFFORT NORMAL PAR ETAGES :

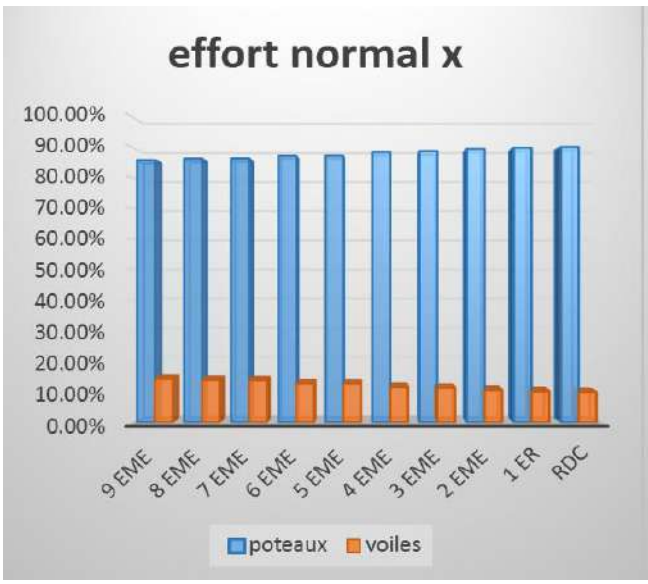
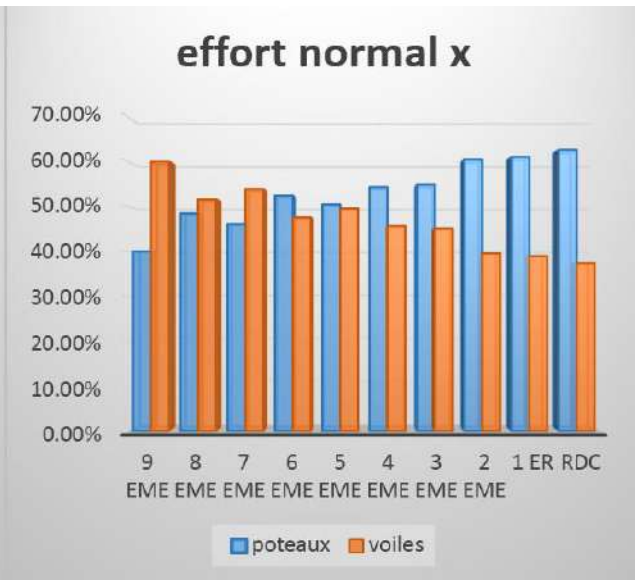
Effort normale x	
	
Variante R=5	Variante R=3,5

Figure. VII.5: Effort normale suivant x

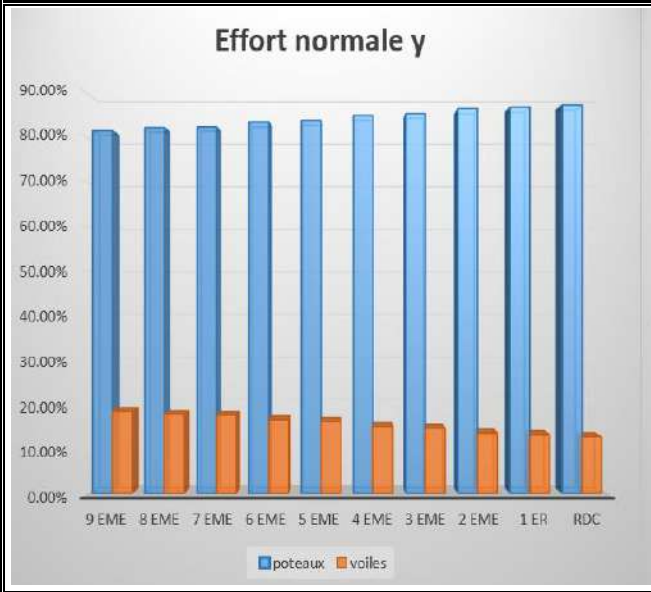
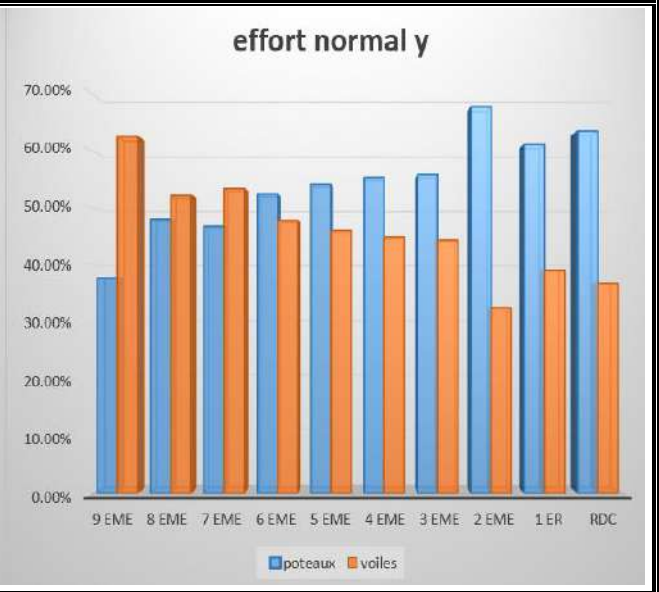
Effort normale y	
	
Variante R=5	Variante R=3,5

Figure. VII.6: Effort normale suivant y

❖ **COMMENTAIRE:**

Variante01 : les voiles reprennent moins de 20% d'effort normale dans tous les étages.

Variante02 : les voiles reprennent plus de 20% d'effort normale dans tous les étages.

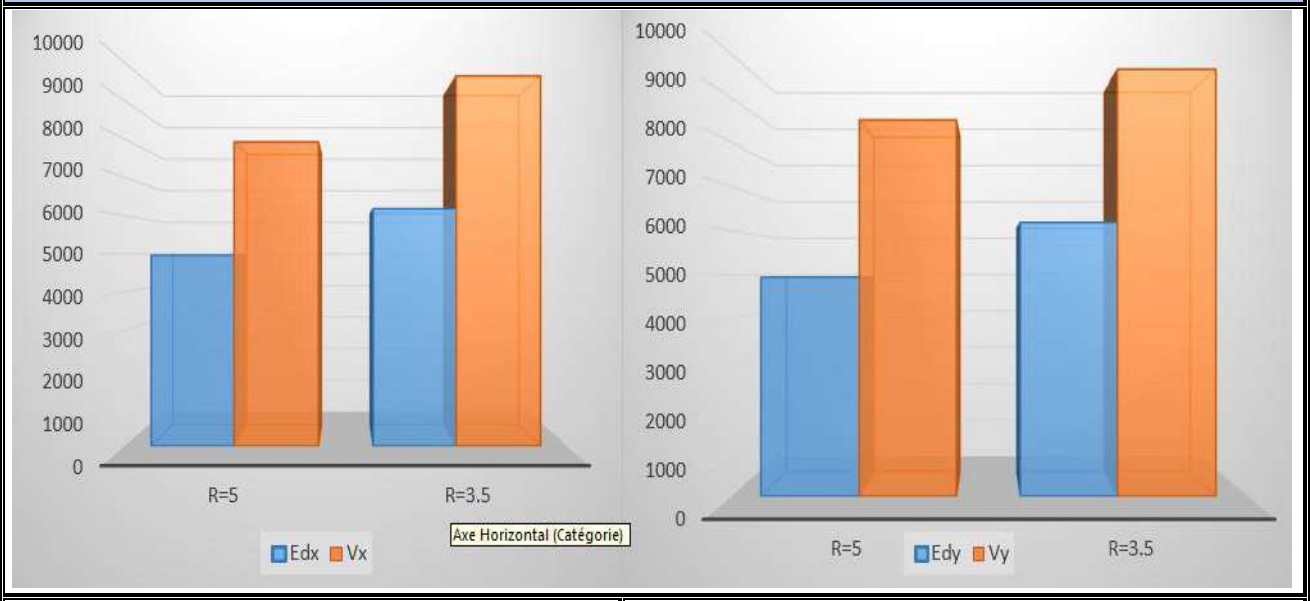
❖ **DISCUSSION :**

Variante01 :l'effort normal reprenne moins de 20% par des voiles

Variante02 :l'effort normal reprenne plus de 20% par des voiles (voiles porteur)

VII.2.5. RESULTANTE DES FORCES SISMIQUE A LA BASE:

Force dynamique et force sismique à la base



Suivant x	Suivant y

Figure. VII.7: Force dynamique et force sismique à la base

❖ **COMMENTAIRE:**

D'après les deux figure on a observé que la valeur de

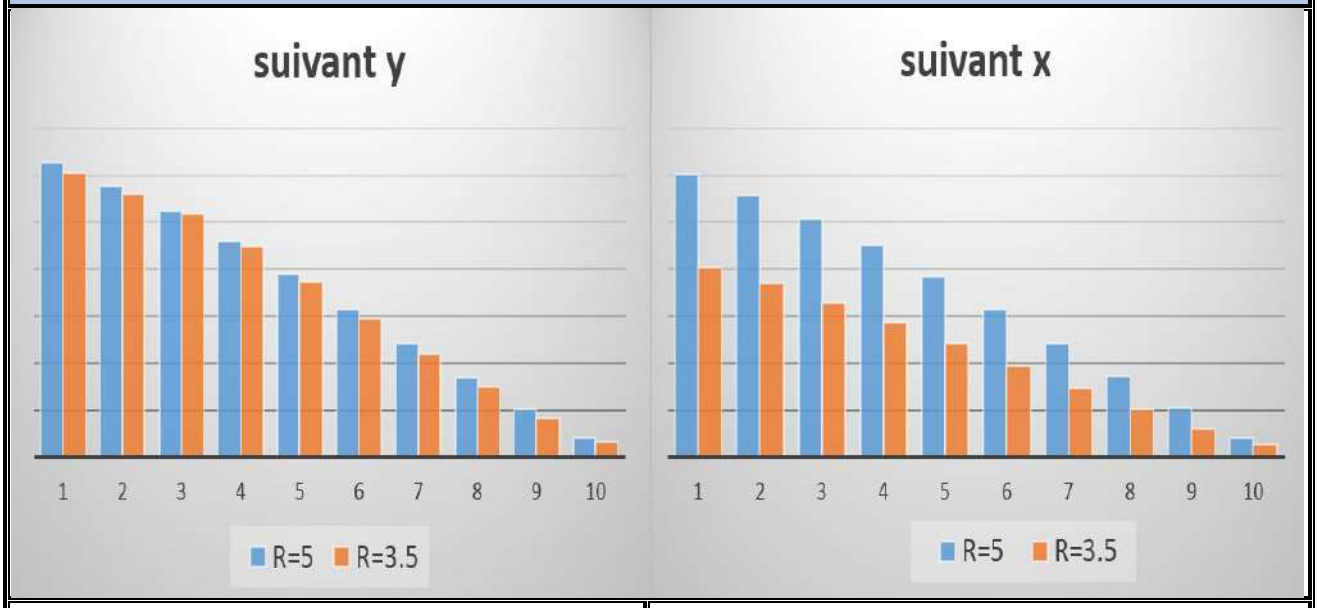
La force sismique dans la variante 2 est plus grande que celle obtenue dans variante 1

❖ **DISCUSSION :**

Ces résultats montrent que la force sismique est diminuée avec l'augmentation de coefficient de comportement et la diminution de poids total de la structure.

VII.2.6. DEPLACEMENT POUR CHAQUE ETAGE :

Déplacements pour chaque étage due au force Ed



Suivant y	Suivant x

Figure. VII.8: Déplacement pour chaque étage

❖ **COMMENTAIRE:**

On remarque que :

Les déplacements des étages des 1^{èr} variante selon x est supérieur que celle de 2eme variante

Les déplacements des étages de 2eme variante selon y est grand que celle de 1er variante

❖ **DISCUSSION :**

La déférence de déplacement dépend de la variation de la force sismique et des éléments verticaux rigide.

VII.3.ASPECTS ECONOMIQUES

VII.3.1. VOLUME DE BETON

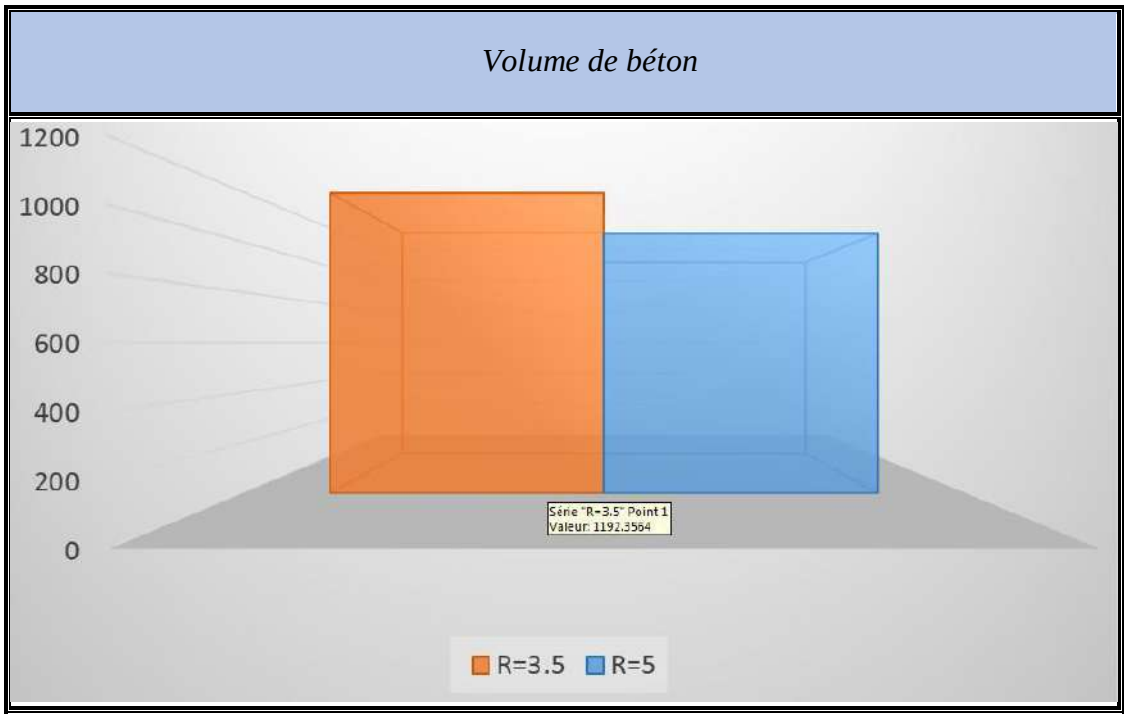


Figure. VII.9: Volume de béton des deux variantes

❖ **COMMENTAIRE:**

Le volume de béton de 2eme variante est supérieur par 160.63 m^3 à celle de $1^{ère}$ variante

❖ **DISCUSSION *:***

Le volume de béton de deuxième variante est plus majorer à cause de nombre de voiles qui impliquer une moindre économie dans cette variante.

VII.3.2. QUANTITE D'ACIER :

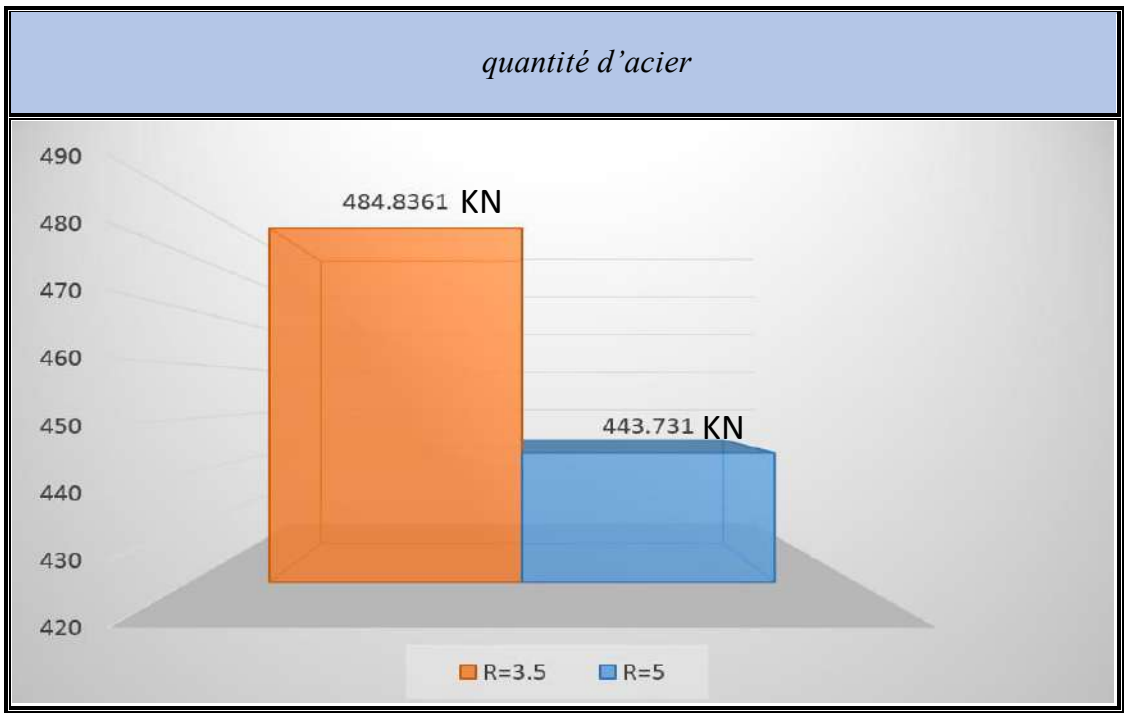


Figure. VII.10: Quantité d'acier des deux variantes

❖ **COMMENTAIRE:**

La quantité d'acier de 2eme variante est supérieure par 40KN à celle de 1ère variante

❖ **DISCUSSION :**

La quantité d'acier de deuxième variante est plus majorer à cause de nombre de voiles qui impliquer une moindre économie dans cette variante.

❖ **CONCLUSION**

Les résultats trouve pour une structure étudie ont montré l'influence de plusieurs paramètre qui influent par la valeur de coefficient de comportement à savoir la période fondamental la force sismique…

Conclusion :

Après avoir étudier les deux systèmes de contreventement dans le cas d'un bâtiment R +9 on a pu conclure que l'effet de choix de système de contreventement est influer a la ductilité et l' économie des deux systèmes .
on distingue que le premier système(R=5) présente les
Avantages suivants : structure dissipative , temps et facilite d'exécution ,et plus économie
Inconvénient: grand déformation dans cas d'un bâtiment élance
le deuxième système(R=3.5) présente les avantages suivants : une bonne rigidité avec une faible déformation par rapport au premier système
Inconvénient : un long temps de dissipation en cas de séisme cout de réalisation très élevé ;temps d'exécution très important.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 2003.
  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).
- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.
- [4] : Règle BAEL 91

Manuels techniques :

- [4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

Logiciels :

- SAP2000 version 17.1.1.
- ROBOT EXPERT.
- AUTO CAD 2008.