

اللَّهُمَّ صَلِّ وَسَلِّمْ عَلَى نَبِيِّكَ مُحَمَّدٍ  
وآلِهِ الطَّيِّبِينَ الطَّاهِرِينَ  
وَجْعَلْهُمُ الْبَرَكَةَ وَالْخَيْرَ وَالرِّزْقَ  
وَالْجَنَّةَ وَالْجَنَّةَ وَالْجَنَّةَ

*République Algérienne Démocratique et Populaire*

*Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique*

*Université "Yahia FARES" de Médéa*

*Faculté des sciences et de la technologie*

*Département De Génie de la matière*

*Filière : Génie Civil*

*Projet de Fin d'étude*

*Pour l'obtention du diplôme de Master en génie civil*

*Option : Constructions et matériaux*

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN  
BLOC LABORATOIRE  
EN (SOUS-SOL+RDC+5 ETAGES)**

**Réalisé par :**

- SAYAOUI Khaled
- GHERABA Abderahim
- MAHMOUDI Billel

**Dirigé par :**

**Mr : BENYAMINA Ismail**

**2015 / 2016**

---

# Remerciement

*Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Médéa. Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude en Particulier, nous tenons à remercier, le Dieu miséricordieux qui nous a donné la Force d'achever cette réalisation.*

*Un grand merci à Mr : KORTBI Abdelkarim, Mr : BENYAMINA Ismail et Mr : SKANDER Zakaria Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil de l'université de Médéa.*

*Nos gratitudes à tous les membres du jury qui font l'honneur de juger notre travail.*

*Un grand merci à toutes personnes ayant contribué à l'élaboration de ce mémoire.*

*SAYADUI Khaled*

*CHERABA Abderahim*

*MAHMOUDI Billel*

---

---

# Sommaire

Remerciement.....	1
Résumé.....	
Sommaire.....	
Liste des Tableaux.....	
Liste des Figure.....	
Notation .....	
Introduction Générale.....	

## Chapitre I : Généralités

I. Généralités.....	1
I.1. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2. Situation.....	2
I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	2
I.4. Caractéristiques du bâtiment.....	2
I.4.1. Les dimensions du bloc en plan et en élévation.....	2
I.4.2. Caractéristiques géotechniques du sol.....	3
I.4.3. Présentation schématique du bloc.....	3
I.5. Conception la structure du bâtiment.....	6
I.5.1. Système structurel.....	6
I.5.2. Le Plancher.....	6
I.5.3. La cage d'escalier.....	6
I.5.4. Les façades.....	6
I.5.5. Maçonnerie.....	6
I.5.6. L'acrotère.....	7
I.6. Caractéristiques des matériaux.....	7
I.6.1. Le béton.....	7
I.6.1.1. Résistance du béton.....	7
I.6.1.2. Principe de calcul du C.B.A.93.....	7
I.6.2. Les aciers.....	8
I.7. Conclusion.....	8
a. Pour le béton.....	8
b. Pour l'acier.....	8

---

---

## **Chapitre II : Pré dimensionnement**

II. Pré dimensionnement.....	9
II.1. Introduction.....	9
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	9
II.2.1. Plancher à corps creux.....	9
II.2.2. Dalle pleine.....	11
II.3. Pré dimensionnement des poutres.....	11
II.4. Pré dimensionnement des poteaux.....	13
II.4.1. Définition.....	13
II.4.2. Descente de charge.....	13
❖ Calcul de la surface requise par le poteau le plus sollicité.....	14
II.5. Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.....	15
II.5.1. Charges permanentes (G).....	15
II.5.1.1. Plancher terrasse inaccessible.....	15
II.5.1.2. Plancher étage courant.....	16
II.5.1.3. Maçonnerie.....	18
a. Murs intérieurs (simple cloison).....	18
b. Murs extérieurs (double cloison).....	18
II.5.2. Surcharges d'exploitations (Q).....	19
❖ Détermination des charges.....	19
a. Charges permanentes.....	19
b. Surcharges d'exploitation.....	20
II.5.3. Vérification de la capacité portante des poteaux.....	21
II.5.4. Vérification selon le RPA99 version 2003.....	23
II.6. Pré dimensionnement des voiles: RPA.99 version 2003 : [Art 7.7.1].....	24

## **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires**

III. Calcul des éléments secondaires.....	25
III.1. Introduction.....	25
III.2. L'acrotère.....	25
III.2.1. Introduction.....	25
III.2.2. Calcul des efforts.....	26
III.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges.....	26
III.2.2.2. Détermination des efforts.....	26
III.2.3. Calcul du ferrailage.....	26
III.2.3.1. A l'ELU.....	26

---

---

III.2.3.2. Condition de non fragilité.....	28
III.2.3.3. Les armatures de répartitions.....	28
III.2.3.4. Vérification des espacements.....	28
III.2.3.5. Vérification à l'ELS.....	28
III.2.3.6. Vérification de l'effort tranchant.....	28
III.2.3.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton.....	28
III.3. les escaliers.....	29
III.3.1. Introduction.....	29
III.3.2. Pré dimensionnement.....	29
III.3.3. Evaluation des charges et surcharges.....	30
III.3.3.1. Charges permanentes du palier.....	30
III.3.3.2. Surcharge d'exploitation.....	31
III.3.4. Détermination des efforts.....	31
III.3.4.1. A l'E.L.U.....	32
III.3.4.2. A l'E.L.S.....	33
III.3.5. Ferrailage des escaliers.....	34
III.3.5.1. Condition de non fragilité.....	34
III.3.5.2. Les armatures de répartition.....	34
III.3.5.3. Vérification de l'espacement.....	34
III.3.5.4. Vérification de l'effort tranchant.....	34
III.3.5.5. Vérification à l'E.L.S.....	35
III.3.5.6. Vérification de la flèche.....	35
III.4. Calcul de la poutre palière.....	37
III.4.1. Pré dimensionnement.....	37
III.4.2. Charges et surcharges.....	37
III.4.3. Calcul des efforts.....	38
A/ l'E.L.U.....	38
B/ l'E.L.S.....	39
III.4.4. Calcul du ferrailage.....	40
III.4.5. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	40
III.4.6. Vérification de compression dans la bielle de béton.....	40
III.4.7. Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis.....	40
III.4.8. Armatures transversales.....	40
III.4.9. Vérification à l'E.L.S.....	41
III.4.10. Vérification de la flèche.....	41
III.5. Planchers.....	42
III.5.1. Plancher à corps creux.....	42
III.5.1.1. Introduction.....	42

---

---

III.5.1.2. Calcul des poutrelles.....	42
a. Calcul avant coulage.....	42
a.1. Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation....	42
a.2. Calcul des moments.....	43
a.3. Ferrailage.....	43
a.4. Calcul des étaitements.....	43
b. Calcul des poutrelles après le coulage.....	44
b.1. Evaluation des charges et surcharges.....	44
b.2. Méthode de calcul.....	45
b.2.1. Exposé de la méthode forfaitaire.....	45
III.5.1.3. Ferrailage des poutrelles.....	47
a. Armatures longitudinales.....	47
b. armatures transversales et l'espacement.....	48
III.5.1.4. Vérification des contraintes à L'ELS.....	49
III.5.1.5. Vérification de la flèche.....	49
III.5.1.6. La table de compression.....	49
III.5.2. Plancher à dalles pleines.....	50
III.5.2.1. Définition.....	50
III.5.2.2. Exposé de la méthode des lignes de ruptures.....	50
a. Théorie.....	50
b. Hypothèse de calcul.....	50
c. principe de calcul.....	51
III.5.2.3. Calcul des dalles rectangulaire.....	51
III.5.2.3.1. Calcul de la charge totale.....	52
III.5.2.3.2. Détermination de M.....	52
III.5.2.3.3. Ferrailage.....	53
III.5.2.3.4. Vérification de l'espacement.....	53
III.5.2.4.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	54
III.5.2.3.6. Vérification de l'effort tranchant.....	54

## **Chapitre IV : Etude sismique**

IV. L'étude sismique.....	55
IV.1. Introduction.....	55
IV.2. Objectifs de l'étude dynamique.....	55
- Vue de la Structure en 3D.....	56
- La disposition des voiles.....	57
- Vérification de comportement.....	58

---

---

IV.3. Classification de la structure selon leur configuration.....	58
A. Régularité en plan : [1] [ 3.5.a.1].....	58
B. Régularité en élévation : [1] [3.5.b.].....	59
IV.3.1. Choix du système de contreventement.....	59
IV.3.2. Classification de site.....	61
IV.4. Calcul d'excentricité : [1] [ 3.5.1-a].....	61
IV.4.1. Centre de masse.....	61
a. Dimensions du bâtiment.....	62
b. Excentricité admissible.....	62
IV.4.2. Centre de torsion.....	62
IV.4.3. Excentricité.....	64
1- Excentricité théorique (statique).....	64
2- Excentricités accidentelles (additionnelles).....	64
3- Effets de la torsion accidentelle : [1] [4.3.7.].....	64
IV.5. Calcul dynamique du bâtiment.....	65
IV.5.1. Méthode dynamique modale spectrale.....	65
IV.5.1.1. Hypothèses de calcul.....	65
IV.5.1.2. Analyse de la structure.....	65
IV.5.2. Modélisation mathématique.....	66
IV.5.2.1. Modélisation de la structure.....	66
IV.5.2.2. Description du logiciel « SAP 2000.V.17.1.1 ».....	66
IV.5.2.3. Modélisation des éléments structuraux.....	66
IV.5.2.4. Modélisation de la masse.....	67
IV.5.2.5. Principe.....	67
IV.5.2.6. Le spectre de réponse de calcul : [1] [ 4.3.3.].....	67
a) Coefficient d'accélération A :[RPA : Tab.4.1].....	68
b) facteur de correction d'amortissement $\eta$ : [1][Tab.4.2].....	68
c) coefficient de comportement R : [1] [Tab.4.3].....	68
d) facteur de qualité Q : [1][Tab.4.4.].....	69
e) périodes caractéristiques : [1] [ Tab.4.7.].....	69
IV.6. Résultats et vérifications de la structure.....	70
IV.6.1. Vérification de participation massique : [1] [4.3.4.a.].....	70
IV.6.2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [1] [Art 4.3.6].....	71
a. Calcul de la force sismique totale.....	71
b. Calcul de la force sismique dynamique.....	73
IV.6.3. Vérification de la stabilité au renversement.....	73
1- Moment stabilisant.....	75

---

2- Moment renversement.....	76
IV.6.4. Vérification des déplacements inter étage : [1] [ 4.4.3].....	77
IV.6.5. Vérification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ : [1] [.5.9].....	78

## **Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants**

V. Ferrailage des éléments résistants.....	80
V.1. Introduction .....	80
V.2. Ferrailage des poutres.....	80
V.2.1. Introduction.....	80
V.2.2. Recommandations du R.P.A99.....	80
V.2.2.a. Armatures longitudinales.....	80
V.2.2.b. Armatures transversales.....	81
V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service.....	82
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA.....	84
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants.....	86
V.2.6. Calcul des armatures transversales.....	87
V.2.7. Vérification de la flèche.....	88
V.3. Ferrailage des poteaux.....	91
V.3.1. Détermination des armatures longitudinales.....	91
a. Recommandations des règlements.....	91
b. Sollicitations extrêmes de ferrailage.....	92
c. Etat limite de stabilité de forme.....	92
d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance.....	93
e. Vérification des contraintes à l'ELS.....	94
V.3.2. Détermination des armatures transversales.....	96
a. Calcul de la contrainte de cisaillement $\tau_u$ .....	96
b. Contrainte tangente admissible $\tau_{ad}$ .....	96
c. Vérifications des contraintes tangentielles.....	97
d. Calcul des armatures transversales.....	97
V.4. Ferrailage des voiles.....	101
V.4.1. Les voiles pleins.....	101
V.4.2 Voiles avec files d'ouvertures.....	101
a. Les trumeaux.....	101
b. Les linteaux.....	101
V.4.3. Méthode de calcul.....	101
V.4.3.1. Recommandations réglementaires.....	103
a. Armatures verticales.....	103
b. Armatures horizontales.....	104

---

c. Armatures transversales.....	105
V.4.3.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux : (RPA 99 et CBA 93).....	105
a. les armateurs verticaux.....	106
b. Calcul des armateurs horizontaux.....	108
c. Armatures transversales.....	108

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

VI. Etude de l'infrastructure.....	111
VI.1. Introduction.....	111
VI.2. Importance de l'étude des fondations .....	111
VI.3. Elément de base à déterminer.....	111
VI.4. Choix du type de la fondation.....	112
VI.6. Reconnaissance du lieu & du sol.....	112
VI.7. Choix du Type de fondation.....	113
VI.8. Surface nécessaire pour édifier ce bâtiment .....	113
VI.9. Calcul des semelles filantes.....	114
A. Semelles filantes.....	116
A.1. Dimensionnement.....	116
A.2. Ferrailage.....	119
A.2.1. Armatures principales.....	120
A.2.2. Armatures de répartition.....	120
B. Calcul de la poutre de libage.....	121
B.1. Dimensionnement.....	121
VI.10. Calcul des moments.....	121
a. Aux appuis.....	121
b. En travées.....	122
VI.11. Calcul du ferrailage.....	122
a. Armatures longitudinales.....	122
a.1. Calcul à l'ELU de résistance.....	122
a.2. Vérification des contraintes à l'ELS.....	122
b. Armatures de peau.....	122
c. Armatures transversales.....	123
c.1. Calcul de l'effort tranchant $T_u$ .....	123
c.2. Calcul de la contrainte de cisaillement $\tau_u$ .....	123
VI.12. Vérification au non poinçonnement.....	123

---

---

## Liste des figures

- **Chapitre I :**

Figure I.1 : plan de situation.....	1
Figure I.2 : vue en plan de bloc.....	2
Figure I.3 : plan de SOUS-SOL.....	4
Figure I.4 : plan de RDC et de l'étage courant.....	5

- **Chapitre II :**

Figure II.1 : Dimensionnement du plancher.....	10
Figure II.2 : Dimensionnement de plancher a corps creux.....	10
Figure II.3 : Dimensionnement du corps creux.....	11
Figure II.4 : Dimensionnement de la poutre.....	12
Figure II.5 : Schéma du poteau le plus sollicité.....	14
Figure II.6 : Composants d'un plancher terrasse.....	15
Figure II.7 : Composants d'un plancher courant.....	16
Figure II.8 : Double et simple cloisons.....	18
Figure II.9 : dimensionnement du voile.....	24

- **Chapitre III :**

Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère.....	25
Figure III.2 : section de BA à ELU.....	27
Figure III.3 : Représentation d'un escalier.....	29
Figure III.4 : schéma statique de l'escalier.....	30
Figure III.5 : Schéma statique à l'E.L.U.....	32
Figure III.6 : diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U.....	32
Figure III.7 : diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U.....	32
Figure III.8 : Schéma statique à l'E.L.S.....	33
Figure III.9 : diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S.....	33
Figure III.10 : diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S.....	33
Figure III.11 : Ferrailage de volées de l'escalier.....	36
Figure III.12 : Schéma statique poutre palière.....	38
Figure III.13 : diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U.....	38
Figure III.14 : diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U.....	39
Figure III.15 : diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S.....	39
Figure III.16 : diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S.....	39
Figure III.17 : Schéma statique de la poutrelle.....	43

---

---

<b>Figure III.18</b> : Schéma statique de poutrelle à deux travées.....	44
<b>Figure III.19</b> : diagramme des sollicitations.....	46
<b>Figure III.20</b> : Dimension de la poutrelle.....	47
<b>Figure III.21</b> : Ferrailage de la table de compression.....	50
<b>Figure III.22</b> : Effort dans la dalle.....	51
<b>Figure III.23</b> : Déplacement des zones rigides.....	51
• <b>Chapitre IV</b> :	
<b>Figure IV.1</b> : Vue de face de la structure (modèle en 3D).....	56
<b>Figure IV.2</b> : Vue postérieur face de la structure (modèle en 3D).....	56
<b>Figure IV.3</b> : Disposition des voiles (vue en 3D).....	57
<b>Figure IV.4</b> : Inerties des voiles et des poteaux.....	63
<b>Figure IV.5</b> : Spectre de réponse X.....	67
<b>Figure IV.6</b> : Spectre de réponse Y.....	68
<b>Figure IV.7</b> : Les forces agissent sur la stabilité au renversement.....	74
<b>Figure IV.8</b> : Distribution des forces sismiques.....	75
<b>Figure IV.9</b> : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X et Y.....	76
• <b>Chapitre V</b> :	
<b>Figure V.1</b> : Disposition des armatures pour les poutres.....	84
<b>Figure V.2</b> : poutre principale (terrasse + étage).....	89
<b>Figure V.3</b> : poutre secondaire (terrasse+étage).....	90
<b>Figure V.4</b> : définition de la zone nodale dans les poteaux.....	91
<b>Figure V.5</b> : Disposition des armatures dans les poteaux.....	99
<b>Figure V.6</b> : Ferrailage des poteaux (50×50).....	100
<b>Figure V.7</b> : Ferrailage des poteaux (45×45).....	100
<b>Figure V.8</b> : Ferrailage des poteaux (40×40).....	100
<b>Figure V.9</b> : Diagramme des contraintes (SPC).....	102
<b>Figure V.10</b> : Diagramme des contraintes (SET).....	103
<b>Figure V.11</b> : Diagramme des contraintes (SEC).....	103
<b>Figure V.12</b> : disposition des armatures verticales dans les voiles.....	106
<b>Figure V.13</b> : Disposition des armateurs transversaux (épingles).....	109
<b>Figure V.14</b> : Ferrailage des voiles.....	110

---

---

- **Chapitre VI :**

<b>Figure VI.1 :</b> vue en plan des poteaux et voiles.....	114
<b>Figure VI.2 :</b> Schémas d'une semelle filante sous poteaux.....	115
<b>Figure VI.3 :</b> Schémas d'une semelle filante mur et poteaux.....	115
<b>Figure VI.3 :</b> La proposition finale des semelles.....	119
<b>Figure VI.4 :</b> Libage aux appuis.....	124
<b>Figure VI.5 :</b> Libage en travée.....	124
<b>Figure VI.6 :</b> Semelle filante sous voile.....	125

---

---

## Liste des tableaux

- **Chapitre I :**

Tableau I.1 : caractéristique mécanique de béton.....	8
Tableau I.2 : caractéristique mécanique de l'acier.....	8
Tableau I.3 : les types d'aciers et leurs nuances.....	9

- **Chapitre II :**

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.....	15
Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher courant.....	16
Tableau II.3 : Charge permanente du dalle rectangulaire terrasse inaccessible...	17
Tableau II.4 : Charges permanentes de la dalle rectangulaire planchée courant...	17
Tableau II.5 : Charge permanente du mur simple cloison.....	18
Tableau II.6 : Charge permanente du mur double cloison.....	18
Tableau II.7 : Charges d'exploitations.....	19
Tableau II.8 : Charges permanentes G revenant au poteau le plus sollicité.....	19
Tableau II.9 : L'effort normal ultime de résistance.....	20
Tableau II.10 : Vérification des efforts normal.....	22
Tableau II.11 : Vérification selon le RPA 99 version 2003.....	23

- **Chapitre III :**

Tableau III.1 : Détermination des efforts.....	26
Tableau III.2 : Les données nécessaires.....	27
Tableau III.3 : charge permanente du palier de repos de l'escalier.....	30
Tableau III.4 : charge permanente de la paillasse de l'escalier.....	31
Tableau III.5 : Combinaison des charges.....	31
Tableau III.6 : Récapitulation des résultats.....	33
Tableau III.7 : Calcul des sections d'acier de l'escalier.....	34
Tableau III.8 : Les armatures de répartition.....	34
Tableau III.9 : Vérification de l'espacement.....	34
Tableau III.10 : Vérification des contraintes.....	35
Tableau III.11 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	35
Tableau III.12 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière.....	40
Tableau III.13 : Vérification de la contrainte " $\sigma_b$ " à l'E.L.S (poutre palière)....	41
Tableau III.14 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.....	42
Tableau III.15 : les moments statiques des poutrelles.....	43

---

---

<b>Tableau III.16</b> : choix nombre étaielements.....	44
<b>Tableau III.17</b> : Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S.....	44
<b>Tableau III.18</b> : Les sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU).....	46
<b>Tableau III.19</b> : Les sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS).....	47
<b>Tableau III.20</b> : Calcul des sections d'acier du poutrelle.....	48
<b>Tableau III.21</b> : Vérification de la contrainte " $\sigma_b$ " à l'E.L.S du poutrelle.....	49
<b>Tableau III.21</b> : Calcul des sections d'acier de la dalle rectangulaire.....	53
<b>Tableau III.22</b> : calcul da la section des armatures de répartition.....	53
<b>Tableau III.23</b> : l'espacement entre les armatures.....	53
<b>Tableau III.24</b> : Vérification de la contrainte " $\sigma_b$ " à l'E.L.S.....	54
• <b>Chapitre IV</b> :	
<b>Tableau IV.1</b> : Le comportement des trois premiers modes.....	58
<b>Tableau IV.2</b> : calcul du centre de Masse.....	62
<b>Tableau IV.3</b> : Calcul du centre de torsion.....	64
<b>Tableau IV.4</b> : Calcul de l'excentricité totale.....	65
<b>Tableau IV.5</b> : Coefficient de comportement R.....	68
<b>Tableau IV.6</b> : Détermination du facteur de qualité Q.....	69
<b>Tableau IV.7</b> : participation massique.....	70
<b>Tableau IV.8</b> : Calcul de la force sismique.....	72
<b>Tableau IV.9</b> : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.....	73
<b>Tableau IV.10</b> : calcul du moment stabilisant.....	75
<b>Tableau IV.11</b> : Calcul des forces sismiques et des moments de renversement autour de x et y.....	76
<b>Tableau IV.12</b> : Calcul moment de renversement $M_{rx}$ et $M_{ry}$ .....	77
<b>Tableau IV.13</b> : Vérification de stabilisation.....	77
<b>Tableau IV.14</b> : déplacements inter-étages sous la force sismique $E_dX$ .....	78
<b>Tableau IV.15</b> : déplacements inter-étages sous la force sismique $E_dY$ .....	78
<b>Tableau IV.16</b> : Vérification l'effet (P- $\Delta$ ) sens (X).....	79
<b>Tableau IV.17</b> : Vérification l'effet (P- $\Delta$ ) sens (Y).....	79
• <b>Chapitre V</b> :	
<b>Tableau V.1</b> : Ferrailage longitudinal des poutres principales.....	82
<b>Tableau V.2</b> : Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.....	82
<b>Tableau V.3</b> : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.....	82
<b>Tableau V.4</b> : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires.....	83
<b>Tableau V.5</b> : vérification des poutres principales selon les conditions CBA et RPA.....	85

---

---

<b>Tableau V.6:</b> vérification des poutres secondaires selon les conditions CBA et RPA.....	85
<b>Tableau V.7:</b> Calcul de $\bar{\tau}_u$ .....	86
<b>Tableau V.8 :</b> Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres Principales.....	86
<b>Tableau V.9 :</b> Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres Secondaires.....	87
<b>Tableau V.10 :</b> Calcul des armatures transversales et leur espacement.....	88
<b>Tableau V.11 :</b> Vérification de la flèche des poutres.....	88
<b>Tableau V.12 :</b> Vérifications de la flèche.....	88
<b>Tableau V.13 :</b> Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux carrés.....	94
<b>Tableau V.14:</b> vérification des armatures à ELS des poteaux.....	95
<b>Tableau V.15 :</b> Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux....	97
<b>Tableau V.16 :</b> les armatures transversales et leurs espacements.....	99
<b>Tableau V.17 :</b> Calcul des armateurs verticaux.....	106
<b>Tableau V.18 :</b> Vérification des armatures a ELS des voiles.....	107
<b>Tableau V.19 :</b> Calcul des armateurs horizontaux.....	108
<b>Tableau V.20 :</b> Diamètre des armateurs transversaux.....	108

• **Chapitre VI :**

<b>Tableau VI.1 :</b> Armatures principales des semelles filantes.....	120
<b>Tableau VI.2 :</b> Vérifications des contraintes des semelles filantes.....	120
<b>Tableau VI.3 :</b> Armatures de répartition des semelles filantes.....	120
<b>Tableau VI.4 :</b> Calcul des armatures longitudinales de libage.....	122
<b>Tableau VI.5 :</b> vérifications des armatures longitudinales de libage à l'ELS.....	122

---

---

## *Notation*

- ***Majuscules romaines :***

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

B : Aire du béton.

$B_r$  : Section réduite du béton d'un poteau.

$B_t$  : Section de la partie tendue.

$L_t$  : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

$E_v$  : 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.

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

N : Effort normal.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

$N_{\text{ser}}$  : Effort normal de service.

$N_u$  : Effort normal ultime.

$T_u$  : Effort tranchant ultime.

$R_a$  : réaction à gauche.

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

---

- ***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 T.)

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.

- ***Majuscules grecques :***

$\Delta$  : Variation.

$\Sigma$  : sommation.

$\Phi$  : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids

- ***Minuscules grecques :***

$\alpha$ : Angle.

$\gamma$  : Coefficient de sécurité.

$\varepsilon$ : Déformation relative.

$\eta$ : Coefficient de fissuration.

$\lambda$ : Élancement mécanique.

$\mu$ : Coefficient de frottement.

$\nu$ : Coefficient de POISSON.

$\rho$  : Rapport de deux dimensions

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\tau$  : Contrainte tangentielle.

$\delta$ : Déplacement d'un niveau.

---

---

## ملخص

هذا المشروع هو دراسة مختبر مكون من طابق تحت ارضي + طابق ارضي + خمسة طوابق والمقرر بناؤها في ولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (RPA99 version 2003) - مقاومة البناية لكل المحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات, الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

- قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة للبناية تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (القواعد الجزائرية المضادة للزلازل و قانون الخرسانة المسلحة)

- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج (SAP2000 version 17)

- و في الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

## Résumé

Ce projet est une étude et conception d'un laboratoire contenant (sous-sol+RDC+5 étages), il est implanté à la wilaya d'Alger, cette région est classé en zone **III** selon le (**RPA99 version 2003**).

- La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).
- Le dimensionnement et le calcul de ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements Algériens en vigueur (**CBA93, RPA99 version 2003**).
- L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « **SAP2000 version17** ».
- En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

## Abstract

This project is a study and design of laboratory (basement +ground floor+5floors), will implanted in Algiers, this area is classified in zone **III** according to (**RPA99 version 2003**).

- The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system of wind-bracing (frames + shells)
  - The dimensioning and the calculation of reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian standars into force (**CBA93, RPA99 v 2003**).
  - The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite element method with the help of the software "**SAP2000 version17**".
  - Lastly, we studied the infrastructure by calculating the foundations.
-

---

# Introduction générale

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

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

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

L'étude sera menée sur un bloc laboratoire de faculté des sciences en sous-sol+RDC+5 implanté en zone de forte sismicité (zone III), le bloc est constituée par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
  - La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
  - La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression).
  - La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales). L'étude de l'immeuble sera faite par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul SAP2000 V17.
  - La cinquième étape sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (poutres ; longrines ; poteaux ; voiles), par le programme ROBOT EXPER.
  - La dernière étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et ferrailages).
-

## I. Généralités :

### I.1. Présentation de l'ouvrage :

Dans le cadre de la réalisation de la faculté des sciences (3000 place pédagogique). Notre projet de fin d'étude consiste à l'étude et aux calculs des éléments résistants d'un bloc laboratoire en (sous-sol+RDC+5 étages) en béton armé contreventé par des voiles et portiques.

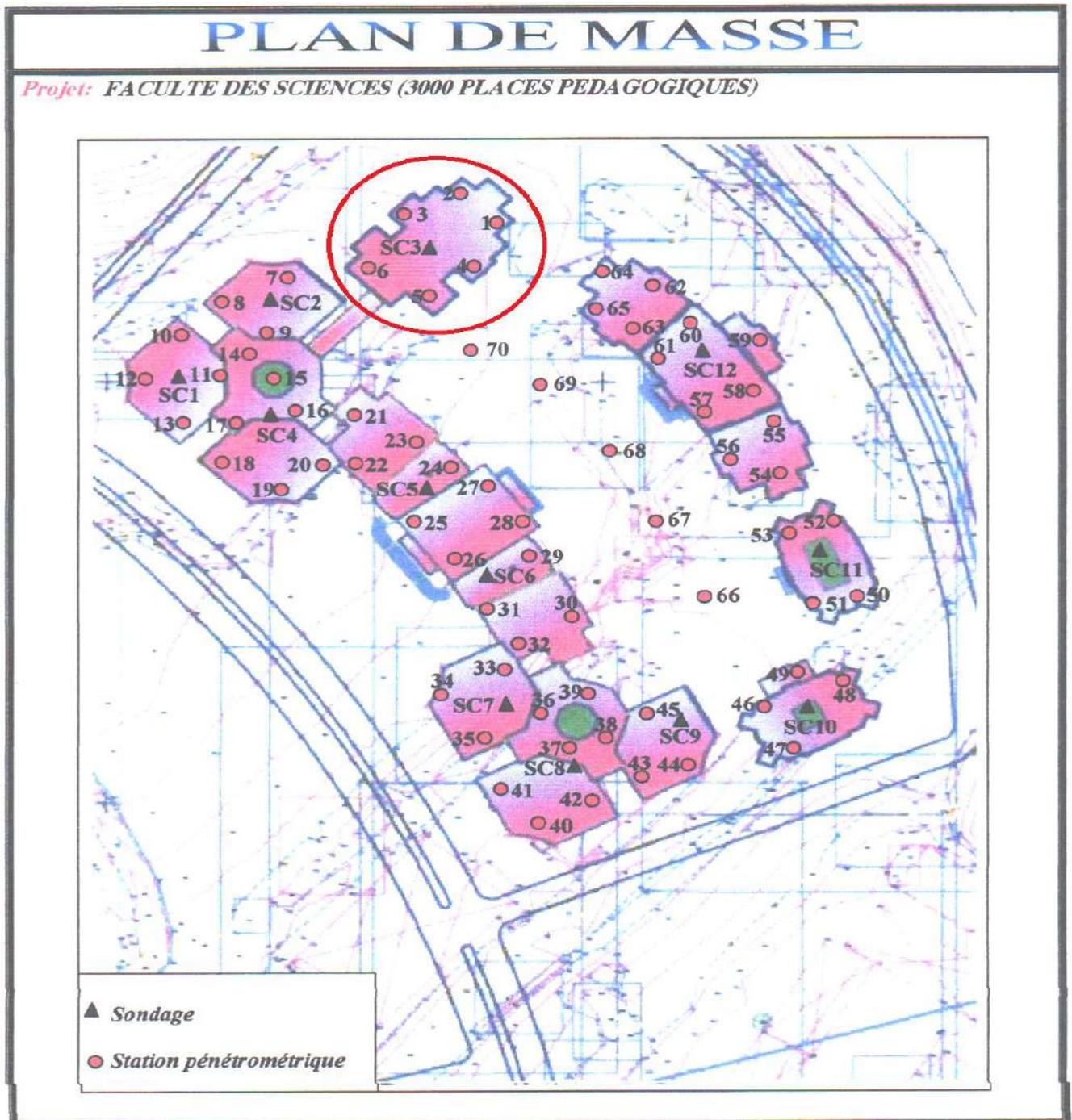


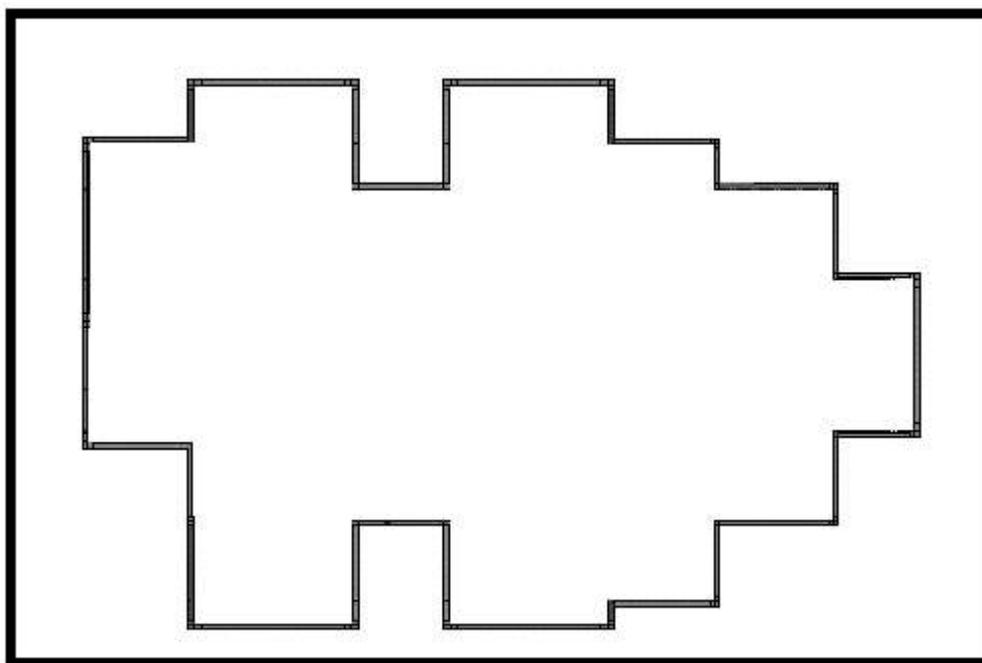
Figure I.1 : plan de situation

### ***I.2. Situation:***

L'ouvrage en question sera implanté à BAB EZZOUAR wilaya d'ALGER, classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de haute sismicité (zone III). Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement de Béton Armé "CBA93" ;
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation" ;
- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003" ;
- Règles de calcul des fondations superficielles.

### ***I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:***



**Figure I.2 : vue en plan de bloc.**

### ***I.4. Caractéristiques du bâtiment :***

#### ***I.4.1. Les dimensions du bloc en plan et en élévation :***

- Longueur (suivant X) .....  $L = 34,80 \text{ m}$
- Largeur (suivant Y) .....  $L = 22,90 \text{ m}$
- Hauteur d'étage .....  $h = 04.08 \text{ m}$
- Hauteur de RDC .....  $h_r = 04.08\text{m}$
- Hauteur de Sous-sol .....  $h_s = 03.20 \text{ m}$
- Hauteur totale du bâtiment .....  $H = 27.68\text{m}$

***1.4.2. Caractéristiques géotechniques du sol :***

Les investigations géotechniques nous permettent d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question, une couche de fondation de nature argilo marneuse légèrement sableuse renfermant des inclusions graveleuses.

Le sol est de moyenne à forte humidité, de faible à moyenne compacité, de moyenne à faible cohésion, moyennement compressible et peu gonflant.

***1.4.3. Présentation schématique du bloc :***





### *1.5. Conception la structure du bâtiment :*

#### *1.5.1. Système structurel :*

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version 2003. D'après les conditions de l'article 3.4.A, dans la zone sismique III, pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement seulement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 11 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement assuré par des voiles et des portiques.

#### *1.5.2. Le Plancher :*

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (Corps creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- Facilité de réalisation
- Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique
- Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu).

#### *1.5.3. La cage d'escalier :*

La cage d'escalier permet l'accès de niveaux RDC au sous-sol et aux cinq étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux escaliers droits constitués de deux paliers et trois paillasses.

#### *1.5.4. Les façades :*

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits.

#### *1.5.5. Maçonnerie:*

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- **Murs extérieurs** (double cloison) : Ils sont composés de :
  - Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
  - Une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs** (simple cloison) : Constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

### ***1.5.6. L'acrotère:***

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

### ***1.6. Caractéristiques des matériaux :***

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).

#### ***1.6.1. Le béton :***

Le béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelé granulats (sable, gravier), d'un liant qui est le ciment et de l'eau. Le ciment utilisé c'est le CPA 42.5 (ciment portland artificiel classe 42.5) pour un dosage de 350 kg/m<sup>3</sup>, donnant une résistance  $f_{c28} = 25$  Mpa à 28 jours (Selon CBA93).

##### ***1.6.1.1. Résistance du béton :***

C'est le pouvoir d'un matériau de résister la rupture sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction. Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance, la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée  $f_{c28} = 25$  Mpa à 28 jours.

##### ***1.6.1.2. Principe de calcul du C.B.A.93 :***

Il existe deux états limites

Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :

- L'Equilibre statique
- La résistance de l'un des matériaux
- La stabilité de forme

Etat limite de service (E.L.S) basé sur :

- La compression du béton
- L'ouverture des fissures
- La déformation

**I.6.2. Les aciers :**

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

**I.7. Conclusion :**

Pour notre projet les valeurs des caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

**a. Pour le béton :****Tableau I.1 :** caractéristique mécanique de béton.

Poids volumique		$\rho=25\text{kN/m}^3$
Résistance	à la compression	$f_{c28}=25\text{MPa}$
	à la traction	$f_{t28}=2.1\text{MPa}$
Module de déformation longitudinale	instantanée	$E_{i28}=3.21 \times 10^4\text{MPa}$
	différée	$E_{v28}=1.08 \times 10^4\text{MPa}$
La contrainte normale de compression	Situation durable	$\sigma_{bc}=14.2\text{MPa}$
	Situation accidentelle	$\sigma_{bc}=18.5\text{MPa}$
La contrainte tangentielle	Situation durable, Fissuration peu nuisible	$\tau_u=3.33\text{MPa}$
Coefficients de sécurité	Situation durable	$\gamma_b = 1.5$
	Situation accidentelle	$\gamma_b = 1.15$
Coefficients de Poisson	Calcul des déformations	$\nu = 0.2$
	Calcul des sollicitations	$\nu = 0$

**b. Pour l'acier :****Tableau I.2 :** caractéristique mécanique de l'acier.

Poids volumique		$\rho=78.5\text{kN/m}^3$
Module d'élasticité longitudinale		$E_s= 20 \times 10^4\text{MPa}$
Module de cisaillement		$G= 8,1 \times 10^4\text{MPa}$
La contrainte de traction	Situation durable	$\sigma_s=348\text{MPa}$
	Situation accidentelle	$\sigma_s=400\text{MPa}$
Coefficients de sécurité	Situation durable	$\gamma_s = 1.15$
	Situation accidentelle	$\gamma_s = 1$
Coefficient de Poisson		$\nu = 0.3$

**Tableau I.3** : les types d'aciers et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 215	$\varnothing 6$ et $\varnothing 8$	215
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$HA \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \varnothing \leq 6$	520

## ***II. Pré dimensionnement :***

### ***II.1. Introduction :***

Le Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure pour assurer une bonne stabilité de l'ouvrage avec une résistance à différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues à charges permanentes, sur charges des planchers et des poutres.
- Sollicitation horizontales : dues aux effets de séisme. Ces dimensions sont vérifiées selon le RPA99 Version 2003 et le CBA93.

### ***II.2. Pré dimensionnement des planchers :***

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan.

- Les séparateurs des différents niveaux.
- Reprendre les charges verticales et horizontales afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- La sécurité contre l'incendie.

Dans notre projet, deux types de planchers a utilisé :

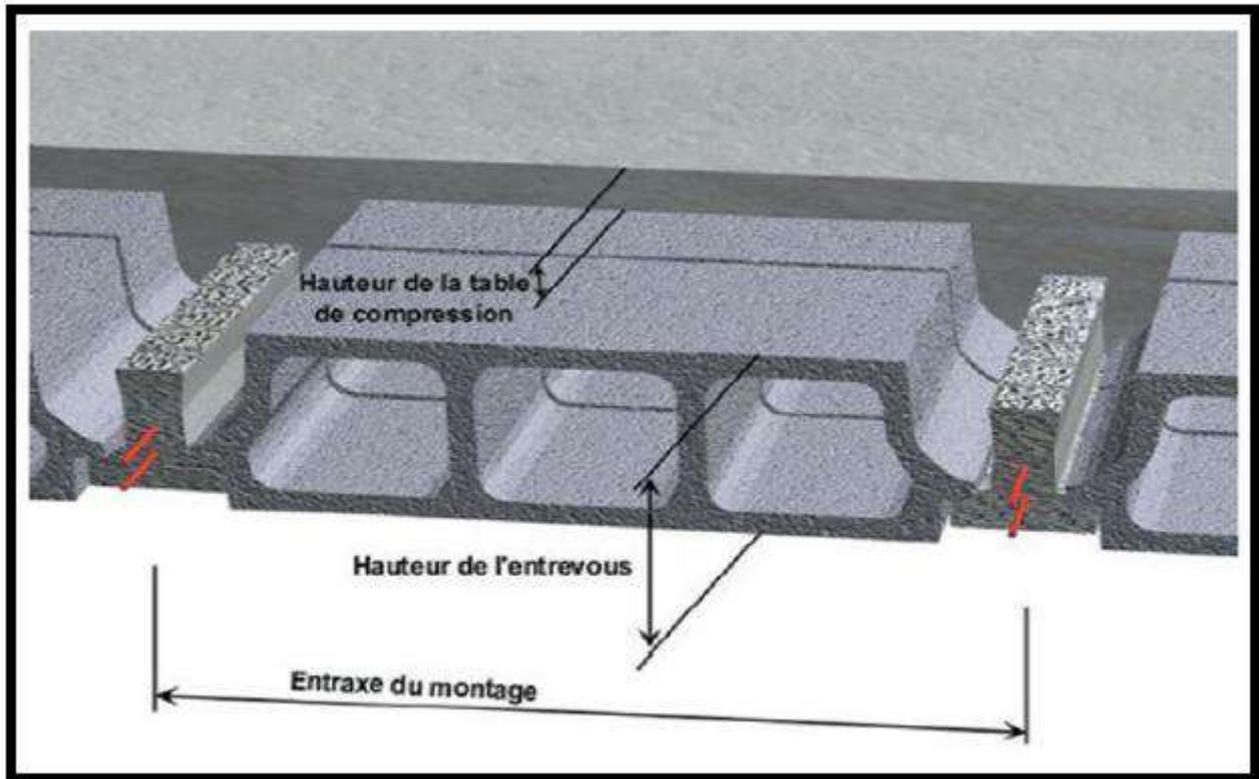
- Plancher à corps creux.

A cause de l'économie et le poids élevé de plancher a dalle pleine, on a créé une solution pour éviter ce type avec le plancher a corps creux.

- Dalle pleine.

#### ***II.2.1. Plancher à corps creux :***

L'utilisation de plancher a corps creux nous exigeons de crée des poutres noyés afin de minimiser la longueur de travée.



**Figure II.1** : Dimensionnement du plancher.

Les planchers à corps creux sont constitués par des poutrelles préfabriquées et des corps creux (hourdé), l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide de la formule suivante:

$$L/25 \leq ht \leq L/20 \quad \text{et} \quad ht \geq L/22.5$$

Avec :

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

Pour le cas de notre projet, nous avons :

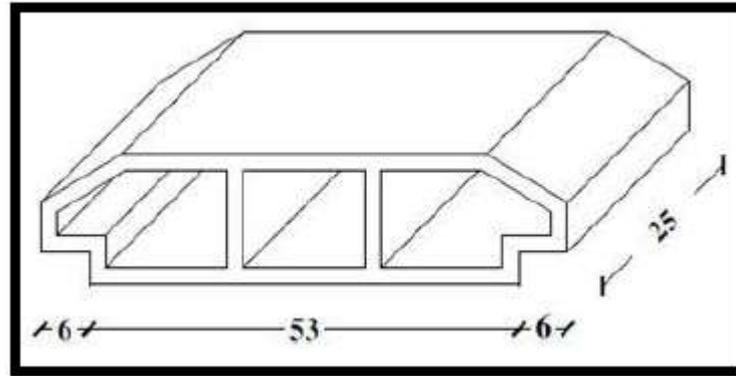
$$- L_{\max} = 4.60 \text{ m.} \quad ht \geq 4.6/22.5 = 20.44 \text{ cm} \quad \text{donc on prend un plancher } 16+5$$

$$\text{Et} \quad 4.6/25 \leq ht \leq 4.6/20 \quad \Rightarrow \quad 18.4 \text{ cm} \leq ht \leq 23 \text{ cm}$$

On adoptera :  $ht = 21 \text{ cm}$  telle que  $ht = d + e$

$d = 16 \text{ cm}$  (hauteur de corps creux).

$e = 5 \text{ cm}$  (hauteur de la dalle de compression).



**Figure II.3 :** Dimensionnement du corps creux.

### **II.2.2. Dalle pleine :**

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

#### **Critère de résistance : [CBA93]**

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$(Lx/45) \leq ep \leq (Lx/40) ; Lx = 4 \text{ m} \rightarrow 8 \leq ep \leq 10$$

#### **Sécurité contre l'incendie : [CBA93]**

$ep = 7\text{cm}$  : pour assurer un coupe-feu d'une heure.

$ep = 11\text{cm}$  : pour assurer un compte-feu de deux heures.

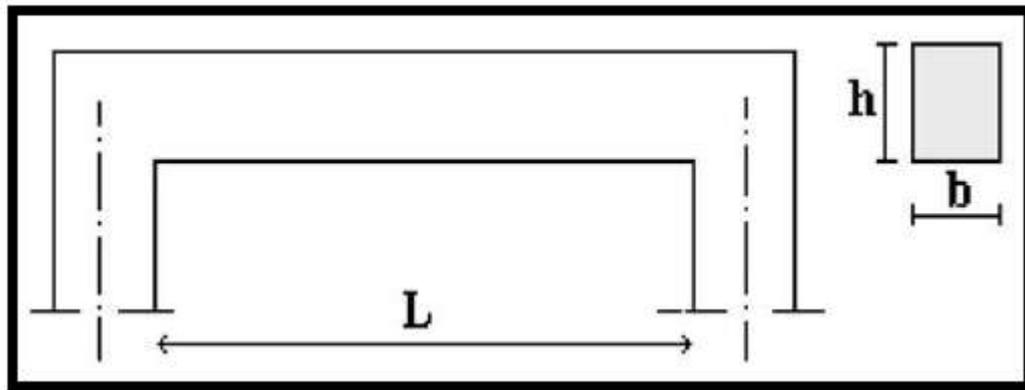
#### **Critère d'isolation acoustique : [CBA93]**

$ep = 15 \text{ cm}$

Après avoir vérifié toutes ces conditions; on adopte un épaisseur de 15cm pour les dalles pleine ;  $ep = 15 \text{ cm}$ .

### **II.3. Pré dimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux ayant un rôle la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).



**Figure II.4 :** Dimensionnement de la poutre.

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

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

- $L_{max} / 15 \leq h \leq L_{max} / 10$
- $0,3 h \leq b \leq 0,7 h$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont:

- $h \geq 30\text{cm}$
- $b \geq 20\text{ cm}$
- $h/b \leq 4$
- $b_{max} \leq 1,5b_1$

- Poutres principales :

On a  **$L_{max}=6,90\text{ m}$**

Alors :  $46\text{ cm} \leq h \leq 69\text{ cm}$  on prend :  **$h= 55\text{ cm}$**

Et  $16,5\text{ cm} \leq b \leq 38,5\text{ cm}$  on prend :  **$b= 30\text{ cm}$**

- Poutres secondaires :

On a  **$L_{\max}=6,00$  m**

Alors :  $40 \text{ cm} \leq h \leq 60 \text{ cm}$  on prend :  **$h= 50$  cm.**

Et  $15 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm}$  on prend :  **$b= 30$  cm.**

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferrailage on adopte les sections respectivement des poutres porteuses et poutres non porteuses :

**$(30 \times 55)$  cm<sup>2</sup> et  $(30 \times 50)$  cm<sup>2</sup>.**

#### ***II.4.Pré dimensionnement des poteaux :***

##### ***II.4.1.Définition :***

Les poteaux peuvent être de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, la forme carrée est la plus usuelle et la plus économique, car elle nécessite le minimum de coffrage et d'armatures transversales. Ils sont capables de résister aux différentes sollicitations.

##### ***II.4.2.Descente de charge :***

Le pré dimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression, pour cela, on utilisera un calcul basé sur la descente de charges (G et Q), ce dernier nécessite les étapes suivantes :

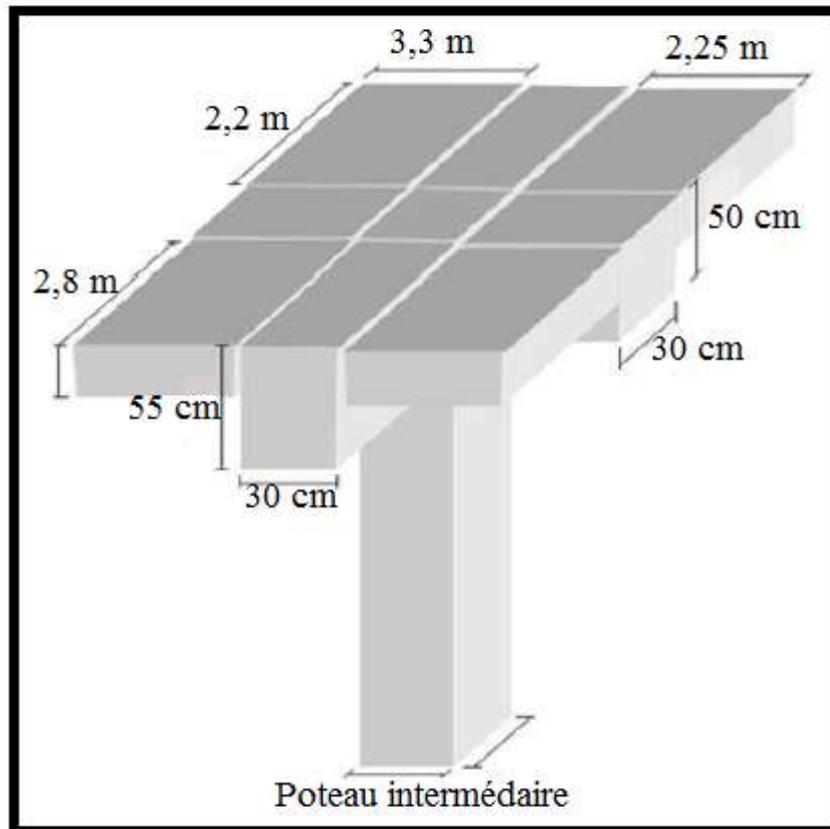
- choix du poteau le plus sollicité ;
- calcul de la surface requise par ce poteau, en affectant les charges à la surface revenant à ce poteau.
- calcul de la combinaison de charges ainsi que le calcul de l'effort normal appliqué à la section du béton.
- une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas du bâtiment comportant au moins trois travées.

La méthode de calcul est basée sur la descente des charges, le poteau supporte les charges suivantes :

- son poids propre.
- le poids propre des poutres principales et secondaires.
- les charges des planchers.
- le poids des murs supportés par le poteau.

❖ *Calcul de la surface requise par le poteau le plus sollicité :*

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est dans la figure ci-dessous :



**Figure II.5 :** Schéma du poteau le plus sollicité.

$$S = (3,3 + 0,3 + 2,25) \times (2,2 + 0,3 + 2,8)$$

$$S = 31,01 \text{ m}^2$$

La surface du plancher :

$$S_p = (3,3 + 2,25) \times (2,2 + 2,8)$$

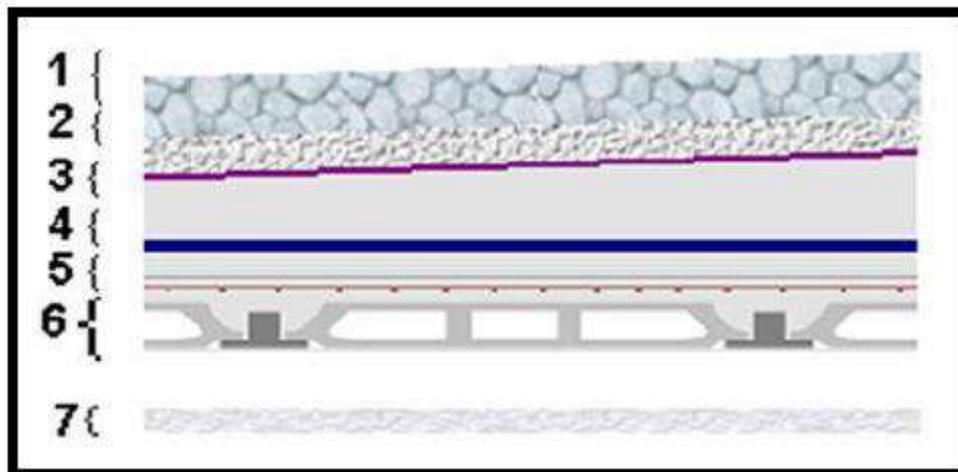
$$S_p = 27,75 \text{ m}^2$$

**II.5. Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation :****II.5.1.Charges permanentes (G) :****II.5.1.1. Plancher terrasse inaccessible:**

- Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux) :

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

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon roulé	0,04	18	0,72
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Couche isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Planche corps creux	0,16+0,05	-	2,90
9	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
<b>Total</b>				<b>6,42</b>

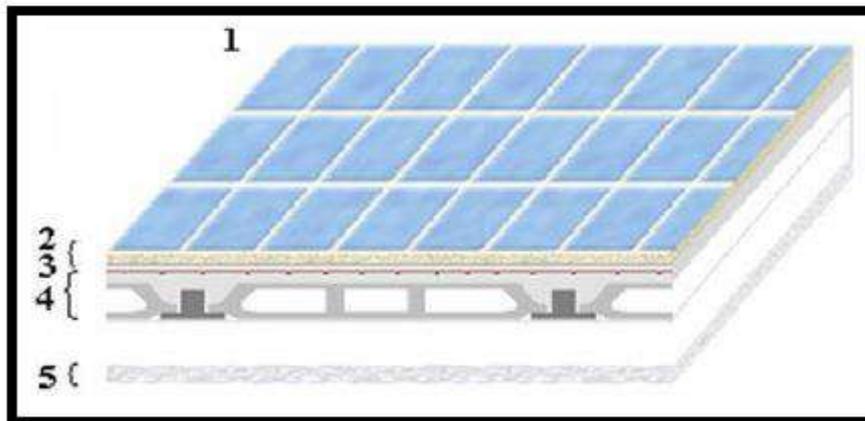
**Figure II.6** : Composants d'un plancher terrasse.

**II.5.1.2. Plancher étage courant :**

- **Charges permanentes du plancher courant (corps creux) :**

**Tableau II.2 :** Charges permanentes du plancher courant.

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,03	20	0,60
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Planche corps creux	0,16+0,05	-	2,90
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Les murs simples	0,10	-	1,62
			<b>Total</b>	<b>6,30</b>

**Figure II.7 :** Composants d'un plancher courant.

- **Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine rectangulaire) :**

**Tableau II.3 :** Charge permanente du dalle rectangulaire terrasse inaccessible.

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon roulé	0,04	18	0,72
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,1	22	2,20
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Plaque de liège	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Dalle pleine	0,15	25	3,75
9	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
<b>Total</b>				<b>7,27</b>

- **Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine rectangulaire) :**

**Tableau II.4 :** Charges permanentes de la dalle rectangulaire planchée courant

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,03	20	0,60
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Les murs simples	0,10	-	1,62
<b>Total</b>				<b>7,15</b>

**II.5.1.3. Maçonnerie :****a. Murs intérieurs (simple cloison) :****Tableau II.5 :** Charge permanente du mur simple cloison.

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			<b>Total</b>	<b>1,62</b>

**b. Murs extérieurs (double cloison) :****Tableau II.6 :** Charge permanente du mur double cloison.

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Brique creuse	0,10	9	0,90
4	Lame d'aire	0,10	-	-
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			<b>Total</b>	<b>2,52</b>

**Figure II.8 :** Double et simple cloisons.

**II.5.2. Surcharges d'exploitations (Q) :****Tableau II.7 : Charges d'exploitations.**

Niveau	Nature de locale	Q ( KN/m <sup>3</sup> )
Terrasse inaccessible	-	1
Etages courant	laboratoires	2,5
RDC	laboratoires	2,5
Sous-sol		

**❖ Détermination des charges :****a. Charges permanentes :**

- poids du plancher =  $S_p \times G_{\text{plancher}}$
- poids du PP et PS =  $b \times h \times \gamma_{\text{béton}} \times L$

Avec : L la longueur de la poutre

- poids du poteau =  $a \times b \times \gamma_{\text{béton}} \times H$

Avec : H la hauteur du poteau

**Tableau II.8 : Charges permanentes G revenant au poteau le plus sollicité.**

niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Poids du plancher (KN)	Poids des PP (KN)	Poids des PS (KN)	Poids du poteau (KN)	G (KN)
5 <sup>ème</sup> étage	40x40	175,38	20,63	20,81	16,32	233,14
4 <sup>ème</sup> étage	40x40	172,05	20,63	20,81	16,32	229,81
3 <sup>ème</sup> étage	45x45	172,05	20,63	20,81	20,66	234,14
2 <sup>ème</sup> étage	45x45	172,05	20,63	20,81	20,66	234,14
1 <sup>ème</sup> étage	50x50	172,05	20,63	20,81	25,50	238,99
R D C	50x50	172,05	20,63	20,81	25,50	238,99
Sous-sol	50x50	172,05	20,63	20,81	20,00	233,49

**b. Surcharges d'exploitation :**

- **Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :**

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

D'après le règlement DTR charges et surcharges, on a adopté pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes :

- Terrasse..... $Q_0 = 1 \times 31,01 = 31,01$  KN.
- 4<sup>ème</sup> étage..... $Q_1 = 3,50 \times 31,01 = 108,52$  KN.
- 3<sup>ème</sup> étage..... $Q_2 = 5,75 \times 31,01 = 178,28$  KN.
- 2<sup>ème</sup> étage..... $Q_3 = 7,75 \times 31,01 = 204,29$  KN.
- 1<sup>er</sup> étage..... $Q_4 = 9,50 \times 31,01 = 294,55$  KN.
- R D C..... $Q_5 = 11,00 \times 31,01 = 341,06$  KN.
- Sous-sol..... $Q_6 = 12,25 \times 31,01 = 379,81$  KN.

**L'effort normal ultime de résistance :**

$$Nu = 1.35G + 1.5Q$$

$$Nu = Nu + 10\% Nu = 1.1 Nu$$

**Tableau II.9 : L'effort normal ultime de résistance.**

Niveau	G (KN)		Q (KN)	Nu (KN)	Nu =1.1 Nu (KN)
	Niveau	Cumulée			
5 <sup>ème</sup> étage	233,14	233,14	31,01	361,24	397,34
4 <sup>ème</sup> étage	229,81	462,95	108,52	787,75	866,53
3 <sup>ème</sup> étage	234,14	697,09	178,28	1208,49	1329,34
2 <sup>ème</sup> étage	234,14	931,23	204,33	1617,59	1779,35
1 <sup>ème</sup> étage	238,99	1170,22	294,55	2021,62	2223,78
R D C	238,99	1409,21	341,06	2414,01	2655,41
Sous-sol	233,49	1642,69	379,81	2787,35	3066,09

### II.5.3. Vérification de la capacité portante des poteaux :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée. Les règles **CBA 93** préconisent de prendre la section réduite obtenue par déduction d'une bande de largeur de **1cm** de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton.

- D'après l'article **B.8.4.1 du CBA 93** l'effort normal ultime **N<sub>u</sub>** agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$1.1N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

- Et d'après les règles **BAEL91** la section réduite **B<sub>r</sub>** est donnée par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot 1.1N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{f_e}{\gamma_s} + \frac{A}{B_r}}$$

Tel que :

$B_r$  : Section réduite du poteau (en cm<sup>2</sup>).

A: Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$f_{c28}$  : Résistance à la compression de béton  $\rightarrow f_{c28} = 25$  MPa

$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow f_{bc} = 14,2$  MPa

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé  $\rightarrow f_e = 400$  MPa

$\gamma_b = 1,5$  ;  $\gamma_s = 1,15$

$\beta$  : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \rightarrow \lambda \leq 50 \quad ; \quad \beta = \frac{0,85 \cdot \lambda^2}{1500} \rightarrow 50 \leq \lambda \leq 70$$

On se fixe un élanement mécanique  $\lambda = 35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'ou :  $\beta = 1,2$

D'après RPA99 :  $0,8\% \leq \frac{A}{B_r} \leq 4\%$  .

En prend  $\frac{A}{B_r} = 0,8\% \rightarrow B_r \text{ (cm)} \geq 6,63 N_u$

Pour une section carrée  $B_r = (a-2)^2 \rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$

$$N_u = (1,5 N_Q + 1,35 N_G) \cdot \delta$$

$\delta = 1,1$  : Pour les poteaux intermédiaires voisins de poteau de rive.

$\delta = 1,15$  : Pour les poteaux centrale.

Pour tenir compte de l'effet sismique, nous majorons les dimensions du poteau de 20%.

$\alpha$  : coefficient en fonction de l'élancement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs suivantes:

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

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

$\lambda$  : l'élancement mécanique [  $\lambda = L_f / i$  ]

$L_f = 0,7 L_0$  assemblé a des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau.

$I$  : rayon de giration ;  $i = \sqrt{I/B} = h/\sqrt{12}$  avec  $B = b \times h$  et  $I = b \cdot h^3 / 12$ .

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.10** : Vérification des efforts normal.

Niveau	Section	A=B/1000	$L_f$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$1.1N_u$ (KN)	$N_{adm}$ (KN)	Verif $N_u < N_{adm}$
5 <sup>ème</sup>	40x40	0,16	2,471	21,40	0,791	0,1444	397,37	2158,86	C V
4 <sup>ème</sup>	40x40	0,16	2,471	21,40	0,791	0,1444	866,53	2158,86	C V
3 <sup>ème</sup>	45x45	0,2025	2,471	19,02	0,803	0,1849	1329,34	2804,65	C V
2 <sup>ème</sup>	45x45	0,2025	2,471	19,02	0,803	0,1849	1779,35	2804,65	C V
1 <sup>ème</sup>	50x50	0,25	2,471	17,12	0,811	0,2304	2223,78	3531,59	C V
R D C	50x50	0,25	2,471	17,12	0,811	0,2304	2655,41	3531,59	C V
Sous-sol	50x50	0,25	1,855	12,85	0,828	0,2304	3066,09	3603,41	C V

**II.5.4. Vérification selon le RPA99 version 2003 :**

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

$$\min ( b_i ; h_i ) \geq 30 \text{ cm}$$

$$\min ( b_i ; h_i ) \geq h_e / 20$$

$$0,25 \leq ( b_i / h_i ) \leq 4$$

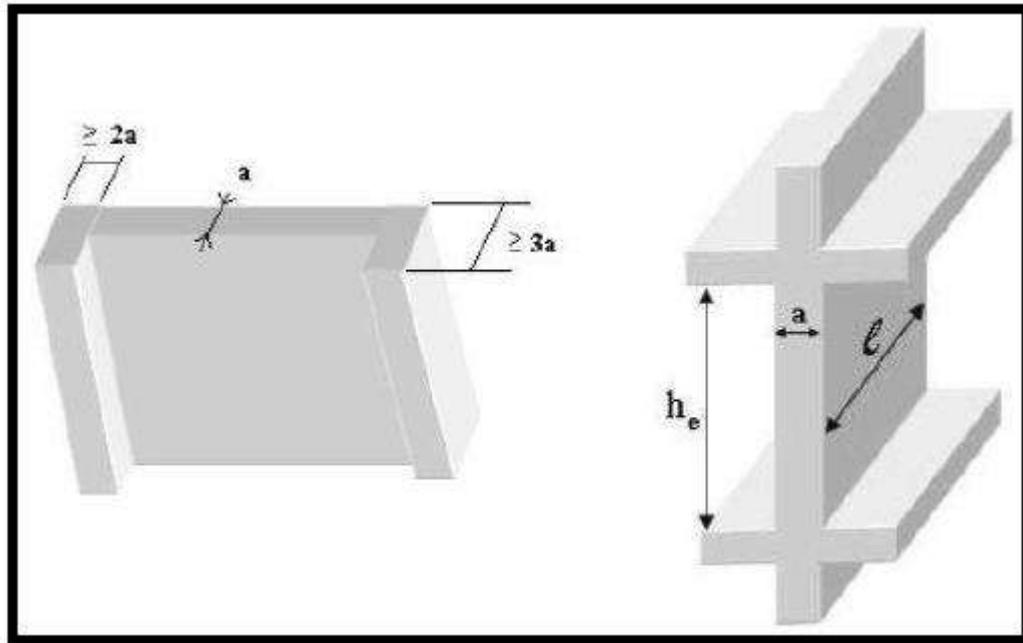
Toutes les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau II.11 : Vérification selon le RPA 99 version 2003.**

Niveau	b	h	Application de condition	vérification
5 <sup>ème</sup>	0,40	0,40	$\min ( b_i ; h_i ) = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	C V
			$\min ( b_i ; h_i ) = 40 \text{ cm} \geq h_e / 20 = 20,4 \text{ cm}$	
			$0,25 \leq ( b_i / h_i ) = 1 \leq 4$	
4 <sup>ème</sup>	0,40	0,40	$\min ( b_i ; h_i ) = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	C V
			$\min ( b_i ; h_i ) = 40 \text{ cm} \geq h_e / 20 = 20,4 \text{ cm}$	
			$0,25 \leq ( b_i / h_i ) = 1 \leq 4$	
3 <sup>ème</sup>	0,45	0,45	$\min ( b_i ; h_i ) = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	C V
			$\min ( b_i ; h_i ) = 45 \text{ cm} \geq h_e / 20 = 20,4 \text{ cm}$	
			$0,25 \leq ( b_i / h_i ) = 1 \leq 4$	
2 <sup>ème</sup>	0,45	0,45	$\min ( b_i ; h_i ) = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	C V
			$\min ( b_i ; h_i ) = 45 \text{ cm} \geq h_e / 20 = 20,4 \text{ cm}$	
			$0,25 \leq ( b_i / h_i ) = 1 \leq 4$	
1 <sup>ème</sup>	0,50	0,50	$\min ( b_i ; h_i ) = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	C V
			$\min ( b_i ; h_i ) = 50 \text{ cm} \geq h_e / 20 = 20,4 \text{ cm}$	
			$0,25 \leq ( b_i / h_i ) = 1 \leq 4$	
R D C	0,50	0,50	$\min ( b_i ; h_i ) = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	C V
			$\min ( b_i ; h_i ) = 50 \text{ cm} \geq h_e / 20 = 20,4 \text{ cm}$	
			$0,25 \leq ( b_i / h_i ) = 1 \leq 4$	
Sous-sol	0,50	0,50	$\min ( b_i ; h_i ) = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	C V
			$\min ( b_i ; h_i ) = 50 \text{ cm} \geq 16 \text{ cm}$	
			$0,25 \leq ( b_i / h_i ) = 1 \leq 4$	

**II.6. Pré dimensionnement des voiles: RPA.99 version 2003 : [Art 7.7.1]**

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



**Figure II.9** : dimensionnement du voile.

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

$$h_e = 4,08 - 0,55 = 3,53 \text{ m}$$

$$a \geq \text{Max} \{ 15 ; 14,12 \} \rightarrow a = 15 \text{ cm}$$

### III. Calcul des éléments secondaires :

#### III.1. Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

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

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

#### III.2. L'acrotère

##### III.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante, ou bien due à l'effet du séisme.

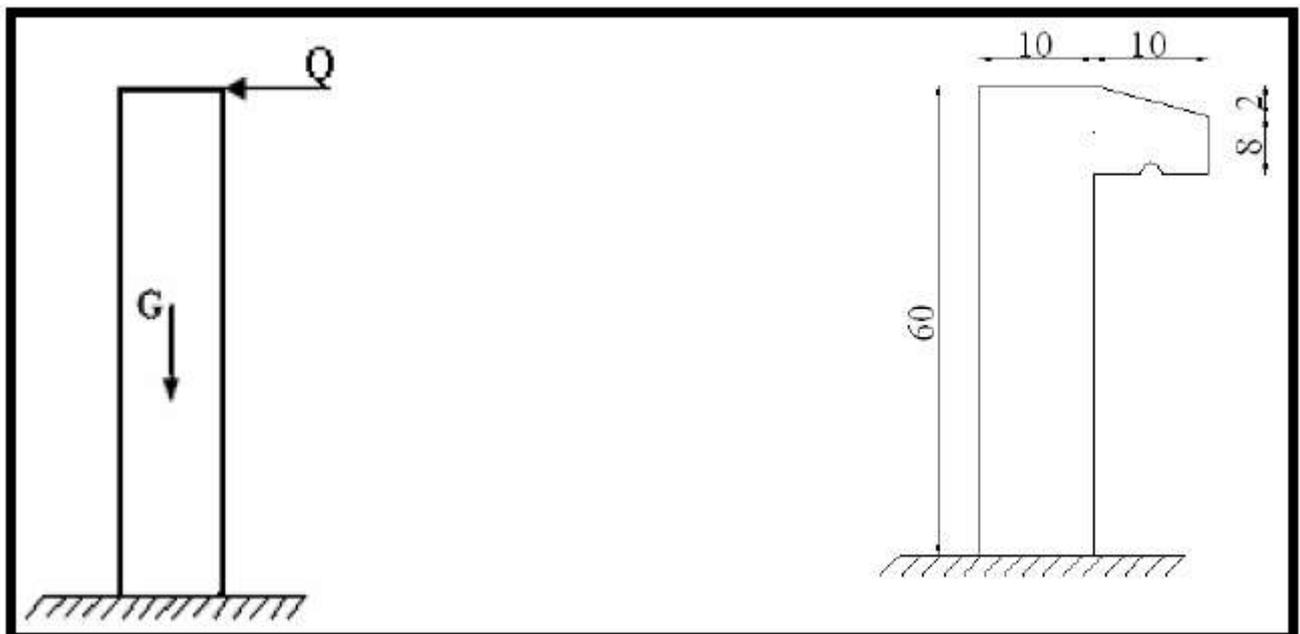


Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère.

**III.2.2. Calcul des efforts :****III.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges :**

- Charges permanentes (poids propre) :

$$G = \gamma_{\text{béton}} \times S$$

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.12 \times 0.08) + (0.2 \times 0.02)2] \times 25 \times 1$$

$$\mathbf{G = 1.79KN}$$

- Charges d'exploitations :

$$\mathbf{Q = 1KN/ml}$$

- Charge due à la force horizontale (sismique) :

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

$$F_p = 4AC_p W_p \blacktriangleright \blacktriangleright \text{RPA99 version 2003 [Article 6.2.3]} \blacktriangleleft \blacktriangleleft$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.  $A = 0,25$

$C_p$  : Facteur de force horizontale donnée dans le tableau (6.1).  $C_p = 0,8$ .

$W_p$  : Poids de l'acrotère.  $W_p = 1,79 \text{ KN}$ .

D'où alors :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,79 = 1,43 \text{ KN}$$

$$F_p = 1,43 \text{ KN} < 1,5 Q = 1,5 \text{ KN}$$

Alors on prend le max ( $F_p$ ,  $Q$ ), pour une bande de 1 m de largeur  $Q = F_p = 1,5 \text{ KN}$ .

**III.2.2.2. Détermination des efforts :**

**Tableau III.1 : Détermination des efforts.**

	ELU	ELS	Situation Acc
<b>N (KN)</b>	$1,35 \times G = 2,41$	$G = 1,79$	G
<b>T (KN)</b>	$1,5 \times Q = 1,50$	Q	$F_p$
<b>M (KN/m)</b>	$1,5 \times Q \times h = 0,90$	$Q \times h$	$F_p \times h$

**III.2.3. Calcul du ferrailage :****III.2.3.1. A l'ELU :**

Le calcul de ferrailage se fait pour une section rectangulaire (100 x 10) cm<sup>2</sup> soumise à la flexion composée.

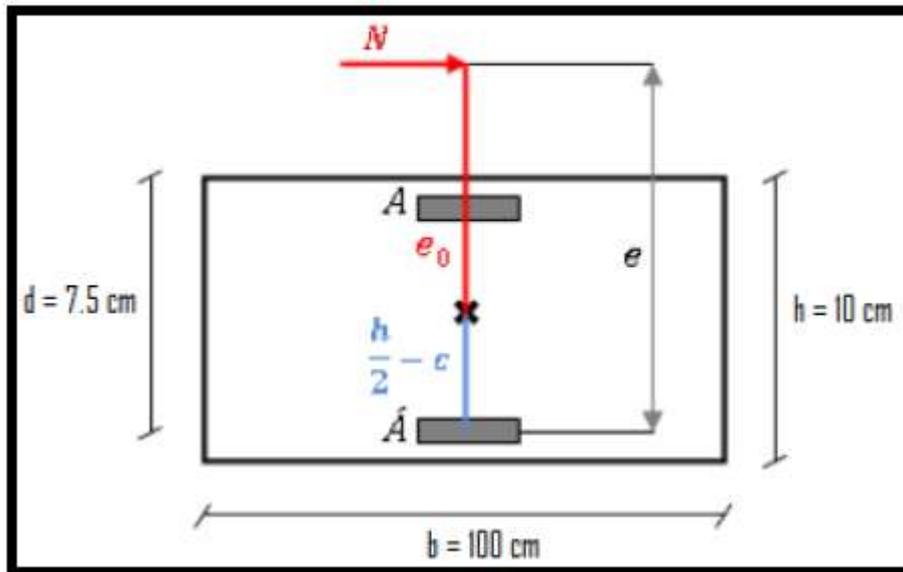


Figure III.2 : section de BA à ELU.

Tableau III.2 : Les données nécessaires.

Données			
$f_{c28}$	25 MPa	<b>h</b>	10 cm
$f_{t28}$	2,1 MPa	<b>d</b>	7,5 cm
$f_e$	400 MPa	<b>c</b>	2,5 cm
$\sigma_{b.adm}$	14,2 MPa	<b>c'</b>	2,5 cm
$\sigma_{s.adm}$	348 MPa	<b>b</b>	100 cm

➤ Calcule de l'excentricité :

$$e_0 = 62,22 \text{ cm}$$

$$\text{on a : } e_0 = 62,22 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5 \text{ cm}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures  
 ⇒ la section est partiellement comprimé.

$$M_1 = 1,922 \text{ KN.m}$$

➤ Calcule des armatures verticales :

$$\mu = 0,024 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_1 = 0, \beta = 0,988$$

$$A_1 = 65,96 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = 0,659 \text{ cm}^2, A' = 0 \text{ cm}^2$$

**III.2.3.2. Condition de non fragilité :**

$$A = 5HA8 = 2,31 \text{ cm}^2.$$

**III.2.3.3. Les armatures de répartitions :**

on prend  $A_{\text{rép}} 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$ .

**III.2.3.4. Vérification des espacements :**

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

$$S_{\text{rép}} = 40 \text{ cm}$$

**III.2.3.5. Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\frac{M'_G}{N_{\text{ser}}} = \frac{I_G}{B_0 v_0}$

On a :

$$e_0 = 56 \text{ cm} ; B_0 = 1034,65 \text{ cm}^2 ; v_1 = 5,08 \text{ cm} ; v_2 = 4,92 \text{ cm} ; I_G = 8542,65 \text{ cm}^4$$

$$M'_G = M_{\text{ser}} = 1,232 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M'_G}{N_{\text{ser}}} = \frac{1,232 \cdot 10^2}{2,2} = 56 \text{ cm} > \frac{I_G}{B_0 v_2} = \frac{8542,65}{1034,65} = 1,678 \text{ cm}$$

Alors la section est partiellement comprimée.

**III.2.3.6. Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$F = -24,73 \text{ KN} < 0$$

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

**III.2.3.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:**

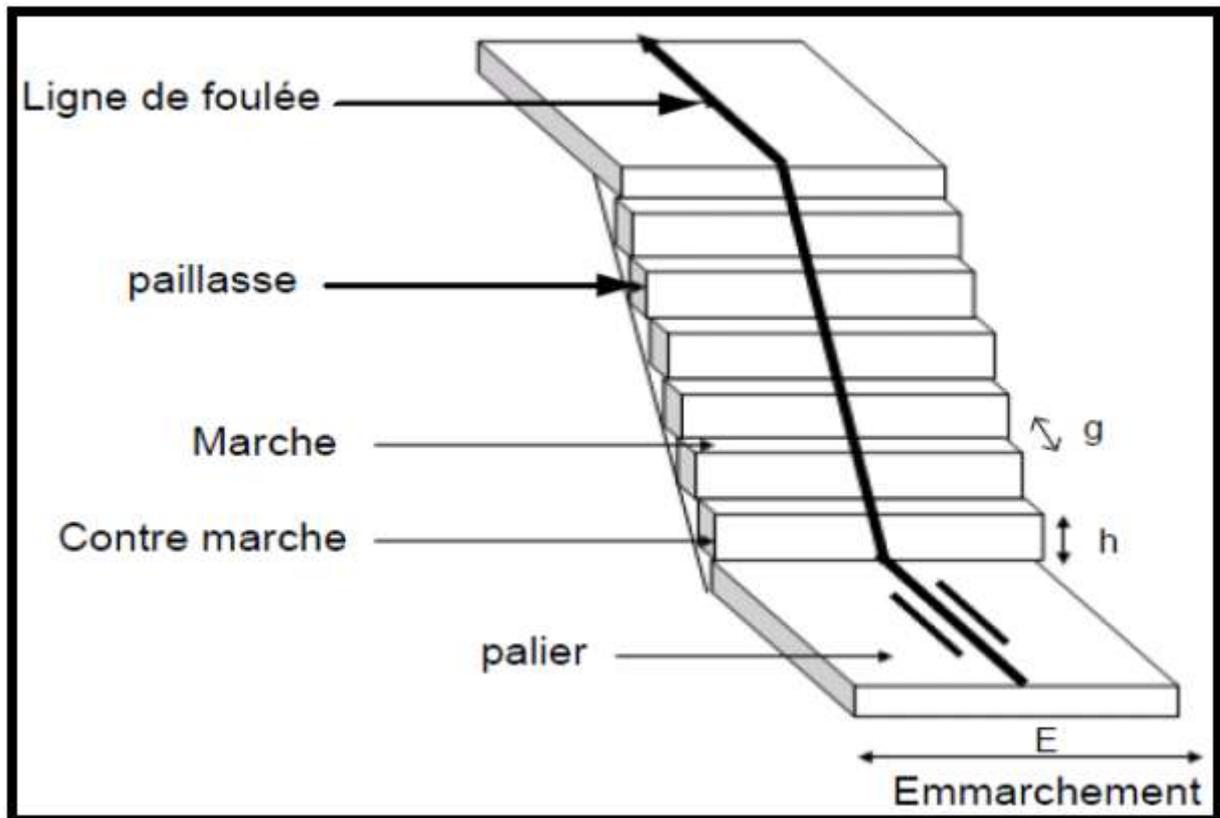
On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$D'où \text{ alors : } \tau_u = 0,01 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa.}$$

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

**III.3. les escaliers :****III.3.1. Introduction :**

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



**Figure III.3 :** Représentation d'un escalier.

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

**III.3.2. Pré dimensionnement :**

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire :  $H = 2,04$  m
- largeur de la marche :  $g = 30$  cm
- hauteur de la contre marche :  $h = 17$  cm

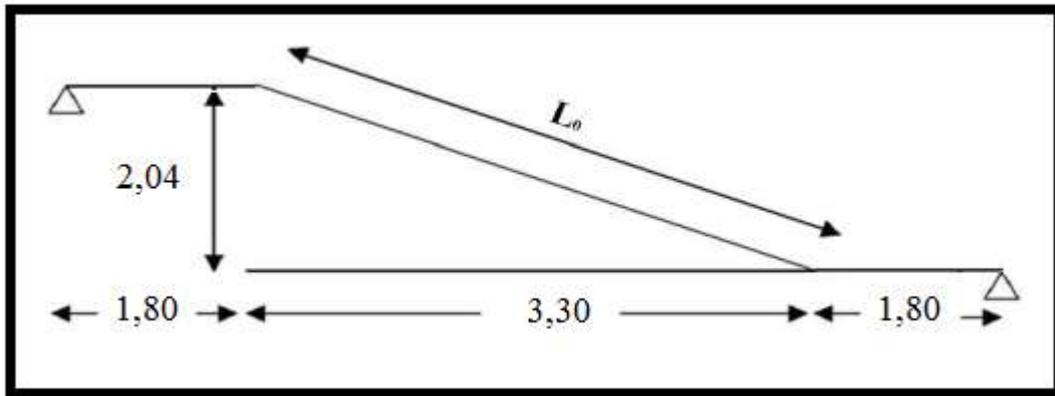


Figure III.4 : schéma statique de l'escalier.

- **Détermination de l'épaisseur de l'escalier:**

$$\tan \alpha = H/L = 2,04/3,30 = 0,62$$

$$\text{Donc : } \alpha = 31,72^\circ$$

$$L_0 = \sqrt{2,04^2 + 3,30^2} = 3,88\text{m}$$

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

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \quad \rightarrow \quad 16,23 \leq e \leq 18,93$$

On adopte :  $e = 17 \text{ cm}$

### III.3.3. Evaluation des charges et surcharges :

#### III.3.3.1. Charges permanentes du palier :

**Tableau III.3** : charge permanente du palier de repos de l'escalier.

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre de palier	0,17	25	4,25
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			<b>Total</b>	<b>5,99</b>

**Tableau III.4** : charge permanente de la paillasse de l'escalier.

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre de la paillasse (inclainison)	0,17	25	4,25
5	Poids de marches	0,17/2	25	2,12
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			<b>Total</b>	<b>8,11</b>

**III.3.3.2. Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 4 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**III.3.4. Détermination des efforts :**

$$\text{A l'E.L.U} : P_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{A l'E.L.S} : P_{ser} = G + Q$$

**Tableau III.5** : Combinaison des charges.

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/ m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ m <sup>2</sup> )	P <sub>ser</sub> (KN/ m <sup>2</sup> )
<b>Palier</b>	5,99	4	14,09	9,99
<b>Paillasse</b>	8,11	4	16,95	12,11

III.3.4.1. A l'E.L.U :

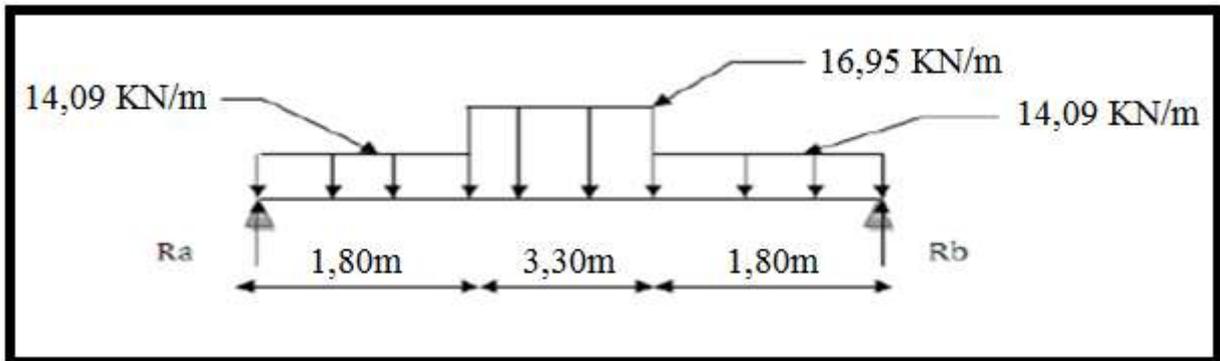


Figure III.5 : Schéma statique à l'E.L.U.

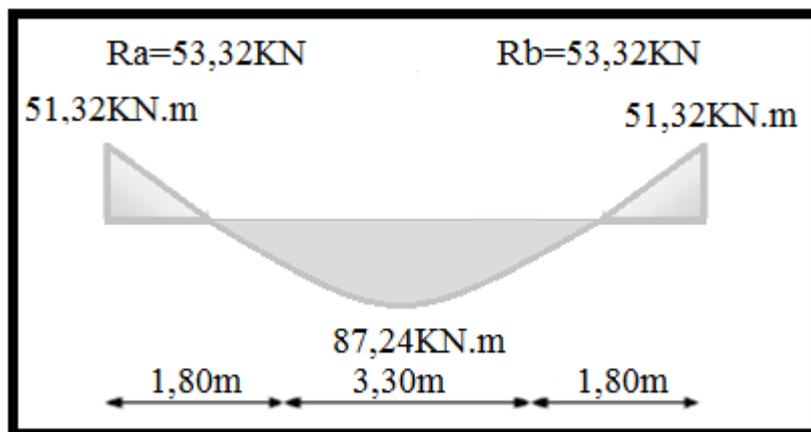


Figure III.6 : diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U.

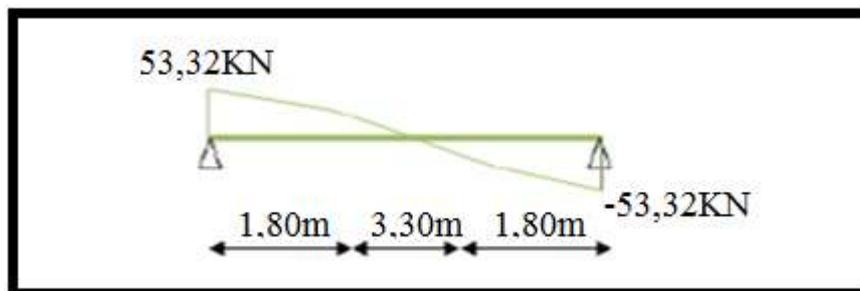


Figure III.7 : diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U.

III.3.4.2. A l'E.L.S :

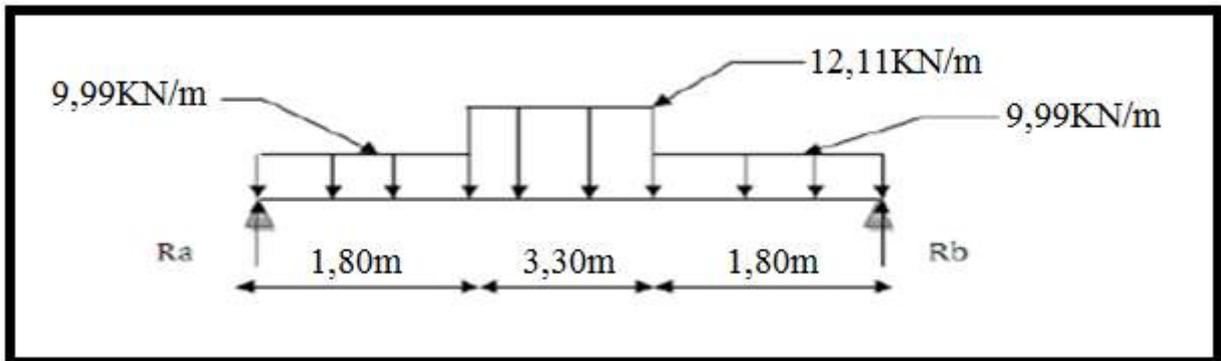


Figure III.8 : Schéma statique à l'E.L.S.

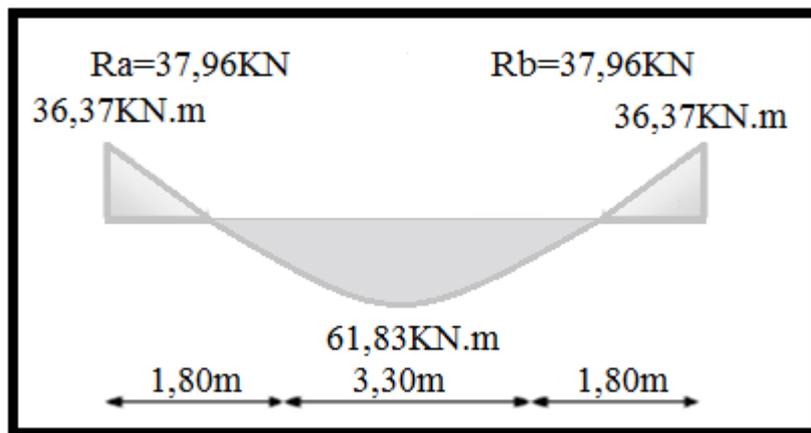


Figure III.9 : diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S.

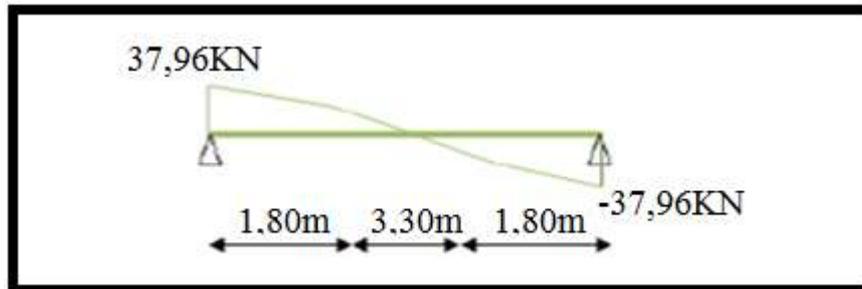


Figure III.10 : diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S.

Récapitulation :

$$M_t = 0.85 M_{\max}$$

$$M_a = 0.5 M_{\max}$$

Tableau III.6 : Récapitulation des résultats.

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	T (KN)
E.L.U	74,15	43,62	53,32
E.L.S	52,56	30,92	

**III.3.5. Ferrailage des escaliers :****Tableau III.7 :** Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	$M_u$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	74,15	9,10	0	9HA12 = 10,18
<b>En appuis</b>	43,62	5,20	0	5HA12 = 5,65

**III.3.5.1. Condition de non fragilité :**

on vérifie que :  $A \geq A_{\min} = \frac{B}{1000}$

En travées :  $A = 10,18 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1,50 \text{ cm}^2$

En appuis :  $A = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1,50 \text{ cm}^2$

**III.3.5.2. Les armatures de répartition :****Tableau III.8 :** Les armatures de répartition.

	A <sub>x</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	$\frac{A}{4} = \frac{10,78}{4} = 2,7$	4HA10 = 3,14
<b>En appuis</b>	$\frac{A}{4} = \frac{5,2}{4} = 1,3$	4HA10 = 3,14

**III.3.5.3. Vérification de l'espacement :****Tableau III.9 :** Vérification de l'espacement.

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartition
<b>En travée</b>	$S_t = 10 \text{ cm} \leq \min[3h=45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$	$S_t = 30 \text{ cm} \leq \min[3h=45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$
<b>En appuis</b>	$S_t = 10 \text{ cm} \leq \min[4h=60 \text{ cm}; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$	$S_t = 30 \text{ cm} \leq \min[4h=60 \text{ cm}; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$

**III.3.5.4. Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = 0,25 \text{ MPa}$$

On considère la fissuration comme préjudiciable. [2][A.5.1.2.1]

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{CV})$$

**III.3.5.5. Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

**Tableau III.10 : Vérification des contraintes.**

	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
<b>En travée</b>	52,56	10,18	8,13	15	C V
<b>En appuis</b>	30,92	5,65	5,93	15	C V

**III.3.5.6. Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{20}{568} = 0,0352 < \frac{37,49}{20 \times 44,11} = 0,0425 \quad (\text{C V}).$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{10,18}{100 \times 17,5} = 0,0058 > \frac{2}{400} = 0,0050 \quad (\text{CNV}).$$

Donc le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier :

$$\Delta f \leq \bar{f} = L / 500 \quad (L = 5,68 > 5 \text{ m})$$

**Tableau III.11 : Vérification de la flèche de l'escalier.**

A (cm <sup>2</sup> )	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$\Delta f$ (mm)	$\bar{f}$ (mm)	$\Delta f \leq \bar{f}$
10,18	52,56	10,71	11,36	CV

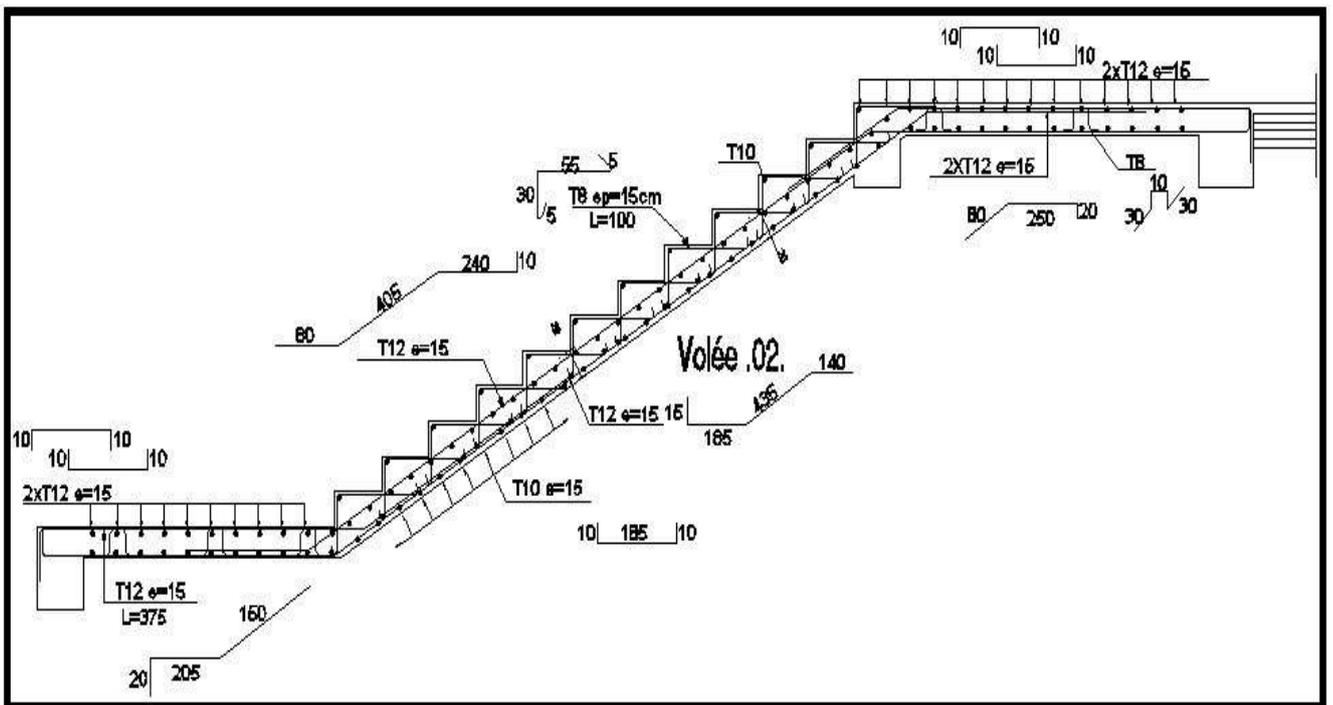
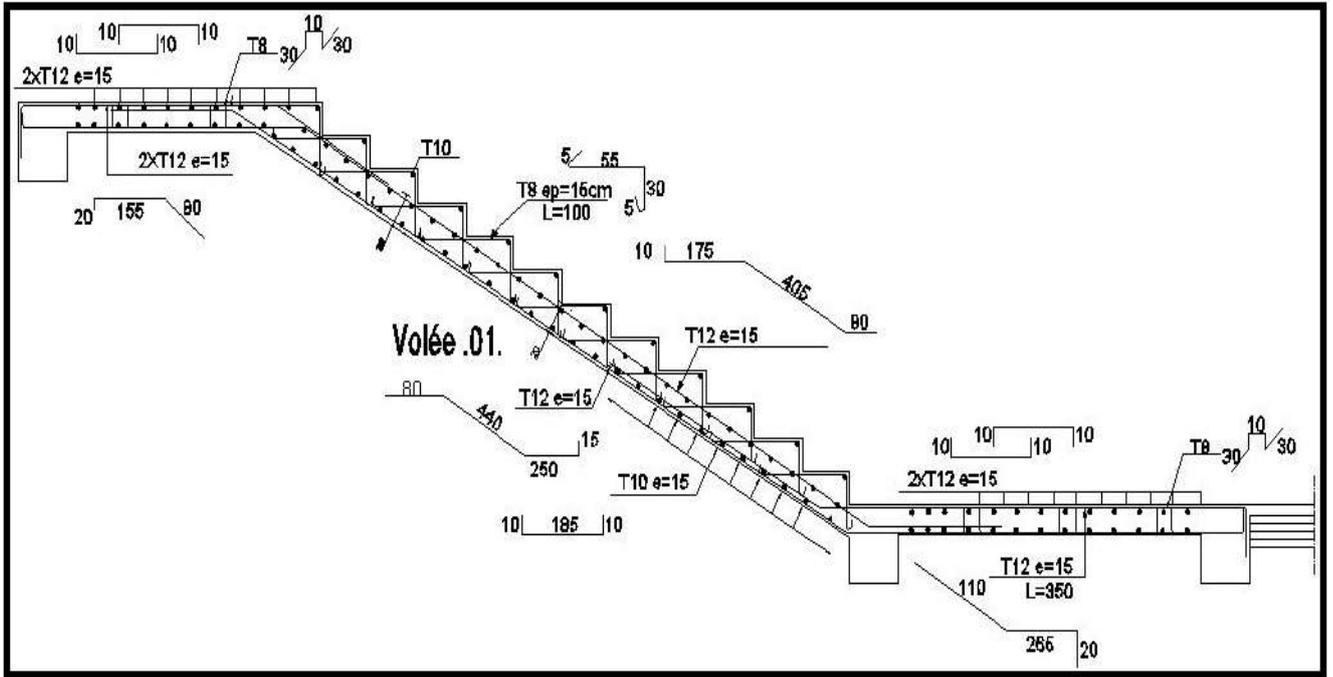


Figure III.11 : Ferrailage de volées de l'escalier.

**III.4. Calcul de la poutre palière :**

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

La longueur de la poutre :  $L = 4 \text{ m}$ .

**III.4.1. Pré dimensionnement :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 26,67 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm} \quad \text{avec } L = 4 \text{ m}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

On adopte  $(bxh) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

**Vérification des prescriptions du RPA 99 :**

- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  (C V)
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$  (C V)
- $h/b = 1,16 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm}$  (C V)

**III.4.2. Charges et surcharges :**

Les poutres palières sont prévues pour servir comme support à l'escalier, elles sont encastées dans leurs extrémités et elles reprennent les charges suivantes :

- Charges dues à leurs poids propres et le mur double cloison supportant par elle-même
- Charges dues aux réactions de l'escalier.

Poids propre de la poutre :  $0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,63 \text{ KN/m}$

Poids de la double cloison :  $3,73 \times 2,52 = 9,40 \text{ KN/m}$

Poids d'escalier :  $P_u = 50,05 \text{ KN/m}$

$$P_{sre} = 36,04 \text{ KN/m}$$

- **E.L.U :**

$$P_u = 1,35 (2,63 + 9,40) + 50,05 = 66,29 \text{ KN/m}$$

- **E.L.S:**

$$P_{ser} = 2,63 + 9,40 + 36,04 = 48,07 \text{ KN/m}$$

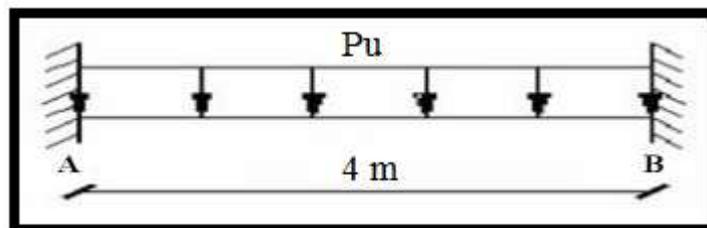
**III.4.3. Calcul des efforts :**

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

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

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

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



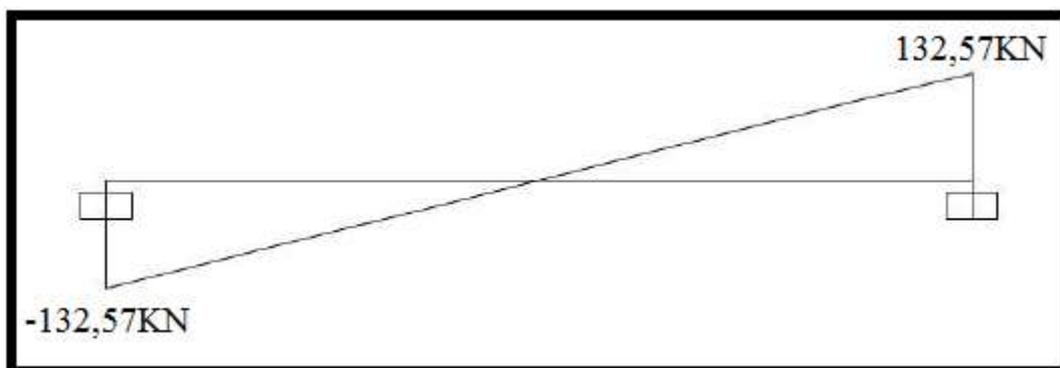
**Figure III.12 :** Schéma statique poutre palière.

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

$$R_A = R_B = \frac{66,29 \times 4}{2} = 132,57 \text{ KN} \quad \text{donc } T_{\max} = 132,57 \text{ KN}$$

$$M_A = M_B = \frac{66,29 \times 4^2}{12} = 88,38 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \frac{66,29 \times 4^2}{24} = 44,19 \text{ KN.m}$$



**Figure III.13 :** diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U.

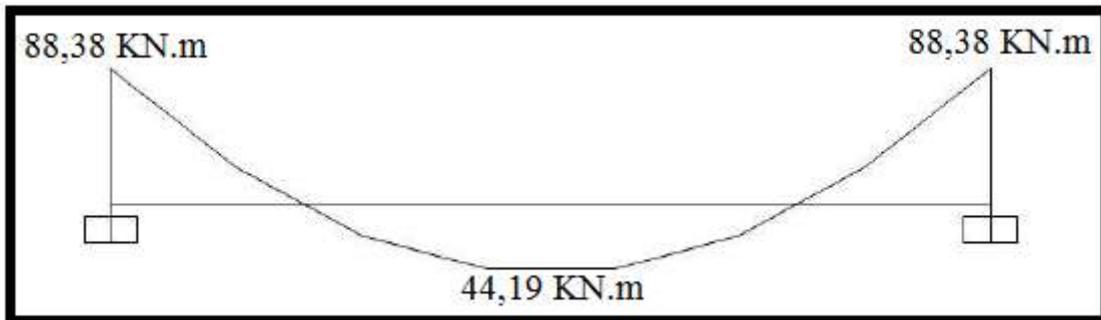


Figure III.14 : diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U.

A/ l'E.L.S :

$$R_A = R_B = \frac{48,07 \times 4}{2} = 96,13 \text{ KN}$$

$$M_A = M_B = \frac{48,07 \times 4^2}{12} = 64,09 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \frac{48,07 \times 4^2}{24} = 32,04 \text{ KN.m}$$

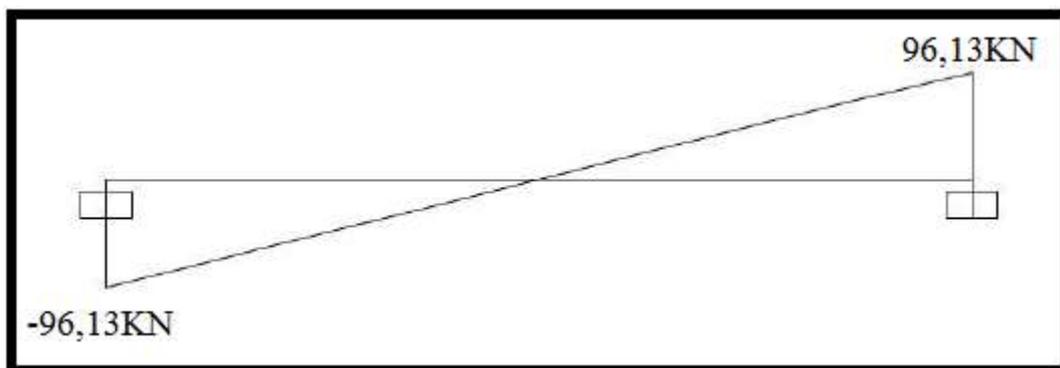


Figure III.15 : diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S.

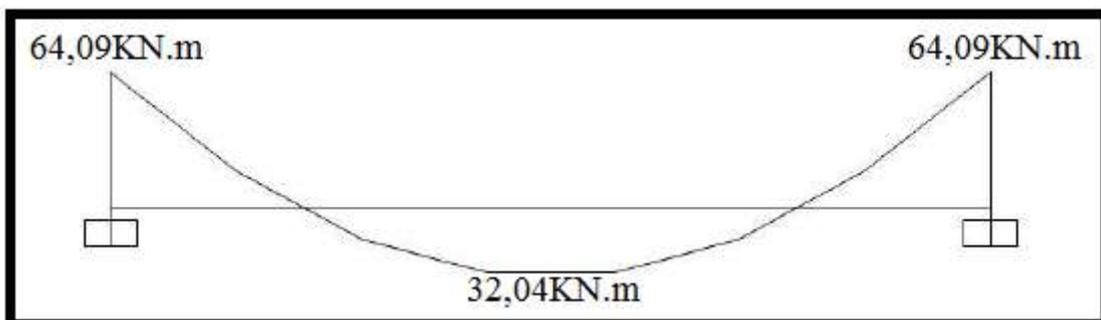


Figure III.16 : diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S.

**III.4.4. Calcul du ferrailage:**

- Armatures longitudinales

**Tableau III.12 :** Calcul des sections d'acier de la poutre palière.

	$M_u$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	44,19	4,12	0	1,05
<b>En appuis</b>	88,38	8,62	0	3,5

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{bxh}{1000} = \frac{30 \times 35}{1000} = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{MAX}[A_{calculée}; A_{min}] ;$$

$$\text{Donc on adopte : } \begin{cases} \text{en travée : } A = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2 \\ \text{en appuis : } A = 6\text{HA}14 = 9,23 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**III.4.5. Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 x d} = \frac{132,57 \times 10^3}{32500 \times 10} = 0,41 \text{ MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0,41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{C V})$$

**III.4.6. Vérification de compression dans la bielle de béton:**

$$V_u = 132,57 \text{ KN} < 525,5 \text{ KN}$$

**III.4.7. Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:**

$$\sigma_m = 0,160 \text{ MPa} \leq 21,66 \text{ MPa}$$

**III.4.8. Armatures transversales:**

$$\varphi_t = 10 \text{ mm}$$

$$A_t = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 7 \text{ cm}$$

en zone nodale

$$S_t = 17,5 \text{ cm}$$

en zone courante

On adopte les valeurs suivantes :

$$S_t \leq \bar{S}_t = 29,25 \text{ cm} \quad (\text{C V})$$

$$A_t = a_t \times n_t = 2 \text{ cm}^2 \quad (n_t = 4)$$

On doit vérifier :

$$S_t = 78,83 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 78,83 \text{ cm} \quad (\text{C V})$$

**Section minimale d'armatures transversales :** ( RPA99v 2003 Art 7.5.2.2 )

- **Zone nodale:**

$$A_t = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{t \text{ min}} = 0,63 \text{ cm}^2$$

- **zone courante:**

$$A_t = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{t \text{ min}} = 1,58 \text{ cm}^2$$

### III.4.9. Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il faut vérifier que:

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{avec: } \left\{ \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y ; \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \right\}$$

**Tableau III.13 :** Vérification de la contrainte "  $\sigma_b$  " à l'E.L.S (poutre palière).

	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
<b>En travée</b>	32,04	4,52	7,28	15	C V
<b>En appuis</b>	64,09	9,23	11,44	15	C V

### III.4.10. Vérification de la flèche:

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

$$\frac{h}{L_x} = \frac{35}{400} = 0,0875 < \frac{1 \cdot M_t}{10M_0} = 0,33 \quad (\text{C V})$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = 0,0046 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad (\text{C V})$$

**III.5. Planchers :****III.5.1. Plancher à corps creux :****III.5.1.1. Introduction:**

Le plancher à corps creux est constitué de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, de dimension (16\*65), avec une table de compression d'épaisseur (4cm).

**III.5.1.2. Calcul des poutrelles:**

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à des poutres continues, semi encastrées aux extrémités.

La section du béton est définie par:

- une section en (Té) en travées;
- une section rectangulaire aux appuis.

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées sur les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est  $S = 0,65.L$ , le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

**a. 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 due à l'ouvrier.

**a.1. Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation:**

**Tableau III.14 :** Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

Q ( KN )	G ( KN/ml )	
	1.00	poids de poutrelle
$0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$		$0.65 \times 1 = 0.65$
0,77		

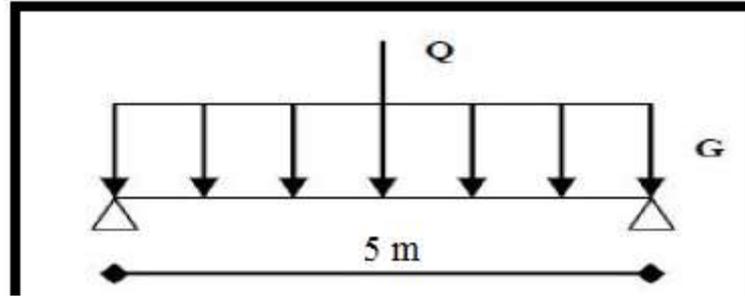


Figure III.17 : Schéma statique de la poutre.

**a.2. Calcul des moments :**

$$P_u = 1,35G + 1,5Q \quad ; \quad P_{ser} = G + Q$$

$$M_u = \frac{P_u \cdot L^2}{8} \quad ; \quad M_{ser} = \frac{P_{ser} \cdot L^2}{8}$$

Tableau III.15 : les moments statiques des poutrelles.

$P_u$ (KN/ml)	$P_{ser}$ (KN/ml)	$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)
2,54	1,77	7,94	5,53

**a.3. Ferrailage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$$M_u = 7,94 \text{ KN.m} ; b = 12 \text{ cm} ; d = 2.5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 7,45 \gg \mu_1 = 0,392$$

**a.4. Calcul des étaielements:**

$$f = \frac{5 \times 1,35 \times G L^4}{384 \times EI} + \frac{1,5 \times Q L^3}{48 \times EI} \quad ; \quad [f] = \frac{L}{500}$$

**Tableau III.16 : choix nombre étaielements.**

N° Etais	G	Q	fc28	E i MPA	L mm	I mm <sup>4</sup>	F <sub>max</sub> mm	F <sub>bar</sub> mm	F <sub>max</sub> < F <sub>bar</sub>
0	0,77	1	25	32164,1951	5000	640000	43,09	1,5	cnv
1	0,77	1	25	32164,1951	2500	640000	3,48	0,5	cnv
2	0,77	1	25	32164,1951	1666,67	640000	0,84	3.33	cnv
3	0,77	1	25	32164,1951	1250	640000	0,32	2.5	cnv
4	0,77	1	25	32164,1951	1000	640000	0,15	0,2	cv

Alors il faut prévoir quatre (04) étaielements le long de la travée espacés de 1 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

**b. Calcul des poutrelles après le coulage :**

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té ».

**b.1. Evaluation des charges et surcharges :**

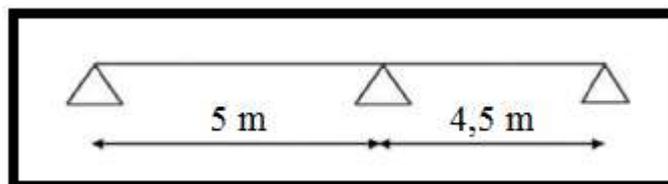
**Tableau III.17 : Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S.**

	G KN/m <sup>2</sup>	Q KN /m <sup>2</sup>	P <sub>u</sub> KN/m	P <sub>ser</sub> KN/m
<b>Plancher terrasse</b>	6.42x0,65=4,17	1x0,65=0,65	6,60	4,82
<b>Plancher courant</b>	6.30x0,65=4,10	2,5x0,65=1,63	7,98	5,73

**Conclusion :**

Le plancher courant est le plus sollicité.

- poutrelle à deux (02) travées :



**Figure III.18 : Schéma statique de poutrelle à deux travées.**

**b.2. Méthode de calcul :****b.2.1. Exposé de la méthode forfaitaire :****Condition d'application :**

- La charge d'exploitation :  $Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5\text{KN/m}^2 \end{cases}$
- le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.
- Le rapport entre les travées successives est compris entre **0.80** et **1.25**
- La fissuration est peu nuisible.

Dans notre cas le rapport entre les travées successives de poutrelle de deux travées est supérieur à 1.25

- **Poutrelle de deux travées :**

$$\frac{5}{4,5} = 1,11 < 1,25$$

**Remarque**

la méthode forfaitaire n'est pas applicable on fait appelle à la méthode de Caquot.

**Exposé de la méthode Caquot : (pour les poutres) :**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

**Moment sur appuis :**

$$* M_a = 0,15M_0 \dots\dots\dots\text{appuis de rives}$$

$$* M_a = -\frac{q_w.l'_w{}^3 + q_e.l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)} \dots\dots\dots\text{appuis intermédiaires}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q.l^2}{8}$$

**Moment en travée :**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec :

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$Q_w$  : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

$Q_e$  : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives «  $l'_w$  » à gauche et «  $l'_e$  » à droite, avec :

$l'=l$ .....pour une travée de rive

$l'=0,8l$ .....pour une travée intermédiaire

Où «  $l$  » représente la portée de la travée libre.

**Effort tranchant :**

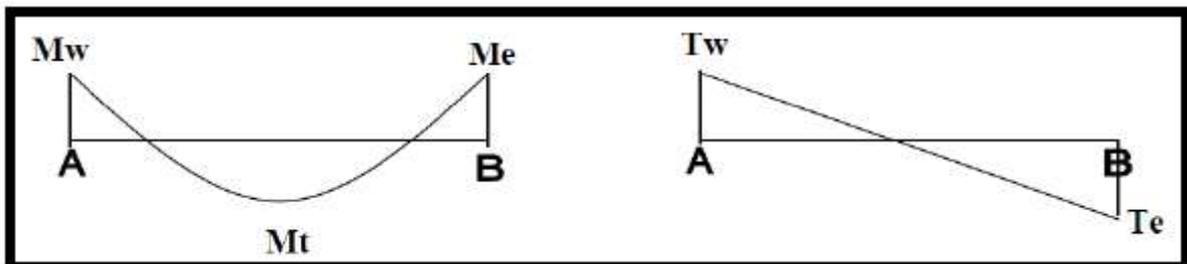
$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

$T_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

$T_e$  : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

**Détermination des sollicitations a L'E.L.U et a L'E.L.S:**



**Figure III.19 :** diagramme des sollicitations.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

à L'ELU :

**Tableau III.18 :** Les sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU).

Travée	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)
A-B	24,62	16,89	4,92	14,77	17,73	21,66
B-C	19,94	13,68	11,96	3,99	19,50	15,95

à L'ELS :

**Tableau III.19** : Les sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS).

Travée	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)
A-B	17,67	12,13	3,53	10,60
B-C	14,31	9,82	8,59	2,86

### III.5.1.3. Ferrailage des poutrelles :

#### a. Armatures longitudinales:

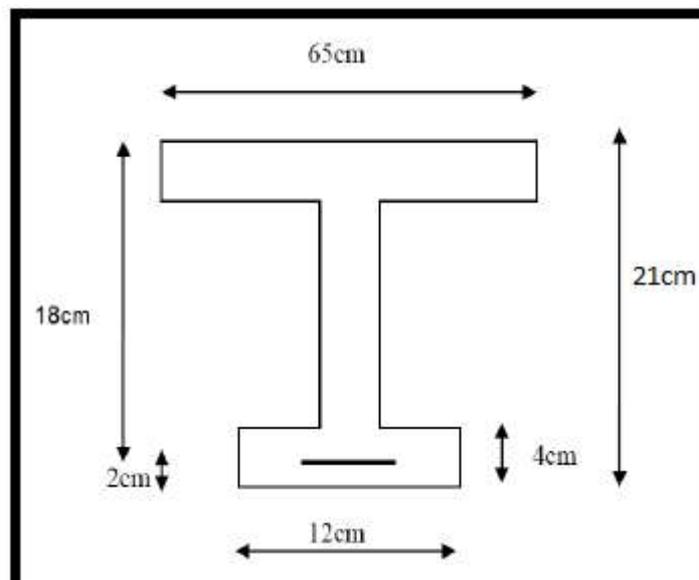
Le ferrailage est calculé en flexion simple :

\* $M_0 > M_t$  : Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.

\* $M_0 < M_t$  : Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

$b = 65 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$  ;  $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$  ;  $d = 20 \text{ cm}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ; FeE400 MPa;

$b_0 = 12 \text{ cm}$ .



**Figure III.20** : Dimension de la poutrelle.

**Position de l'axe neutre :**

Le moment équilibré par la table

$$M_0 = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times (d - h_0 / 2)$$

$$\mathbf{A.N : } M_0 = 66,46 \text{ KN.m}$$

$M_0 > M_t$ , d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire.

EN travée :  $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  en flexion simple.

Aux appuis :  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$  en flexion simple

**Tableau III.20 :** Calcul des sections d'acier du poutrelle.

	$M_u$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	16,89	2,15	0	3HA10=2,35	1,625
<b>En appuis</b>	14,77	2,03	0	1HA10+1HA12 = 3,08	0,3

D'après les calculs des poutrelles on trouve les sections d'armatures suivante:

$$A = \text{Max} [ A_{\text{adopte}} ; A_{\text{min}} ]$$

$$\text{En appuis : } A = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

**b. armatures transversales et l'espacement :**

Selon le *BAEL91* : le Diamètre des armatures transversales  $\varphi_t$  d'âme d'une poutre est donnée par l'inégalité suivante :

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

$\varphi_1$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\varphi_t = \min (0,63 ; 1,2 ; 1)$$

on adopte  $\varphi_t = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$

on choisit  $A_t = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$ .

**III.5.1.4. Vérification des contraintes à L'ELS :**

La fissuration est peu nuisible, donc il faut vérifier la relation suivante :

**Tableau III.21 :** Vérification de la contrainte " $\sigma_b$ " à l'E.L.S du poutrelle.

	$M_{ser}$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
<b>En travée</b>	12,13	2,35	3,034	15	C V
<b>En appuis</b>	10,60	3,08	5,353	15	C V

**III.5.1.5. Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

Les conditions à vérifier :

$$\frac{h}{L_x} = \frac{25}{500} = 0,050 \leq \frac{1 \cdot M_t}{15M_0} = 0,046 \quad (C V)$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = 0,009 \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,009 \quad (C V)$$

**III.5.1.6. La table de compression :**

La table de compression a une épaisseur de 6 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 20cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_s \geq \frac{4xL}{f_e}$$

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

$A_s$  : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$\text{Donc : } A_s \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

En conséquence, le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de (20x20)2, et de nuance TLE520 ;  $f_e = 520$ MPa ;  $\varphi = 5$ mm.

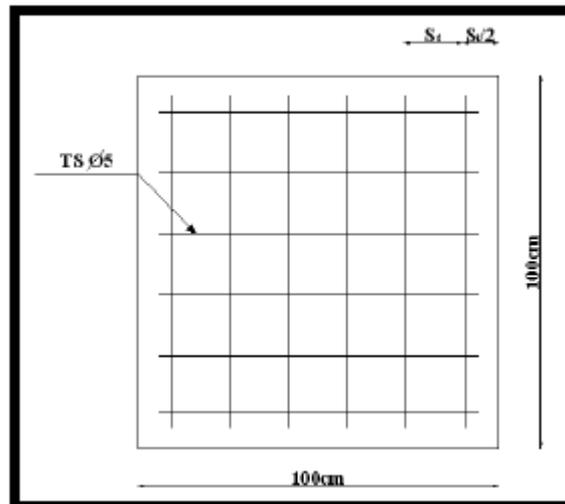


Figure III.21 : Ferrailage de la table de compression.

### III.5.2. Plancher à dalles pleines :

#### III.5.2.1. Définition :

Les dalles pleines sont des pièces planes et minces, dont la largeur est très grande par rapport à l'épaisseur, elles peuvent être reposant avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis. Il est préférable d'utiliser la méthode des lignes de rupture, parce qu'elle est plus puissante, cette dernière est basée sur le mécanisme des fissures.

#### III.5.2.2. Exposé de la méthode des lignes de ruptures :

##### a. Théorie :

La théorie de ligne de ruptures, admet que le béton armé peut être considéré comme matériau rigide plastique, à l'état limite ultime, les déformations élastiques des différents éléments du mécanisme sont négligées par rapport à la déformation plastique. L'application de la théorie des lignes de rupture comporte les étapes suivantes:

1. Détermination des divers types de mécanisme possible, compte tenu de la forme de dalle, des conditions d'appuis, et de chargement.
2. Elle permet une estimation rapide du moment de rupture, elle est souvent utilisée en pratique grâce à son application facile aussi bien dans le cas des dalles simples que dans le cas des dalles complexes.

##### b. Hypothèse de calcul :

- a) Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides qui sont supposées restées planes après la déformation.
- b) Les lignes de ruptures sont des lignes droites.

c) Une ligne de rupture entre deux régions doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

**c. principe de calcul :**

Le principe de calcul des lignes de rupture est basé sur le principe de travail virtuel qui consiste à équilibrer le travail externe par le travail interne.

**c.1. Travail externe :**

$$T_{ext} = \Sigma PV$$

Avec :

P : charge uniformément répartie.

V: volume déplacé (entre l'état initial et après déformation de la région rigide).

**c.2. Travail interne:**

Le travail interne d'une ligne de rupture de longueur « L » est égale à :

$$T_{int} = \Sigma M_i \cdot L_i \cdot \theta_i$$

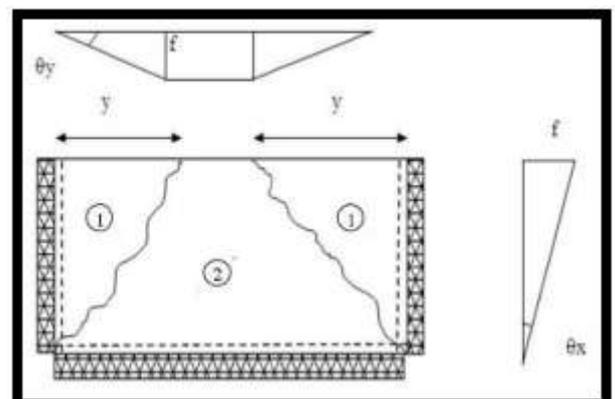
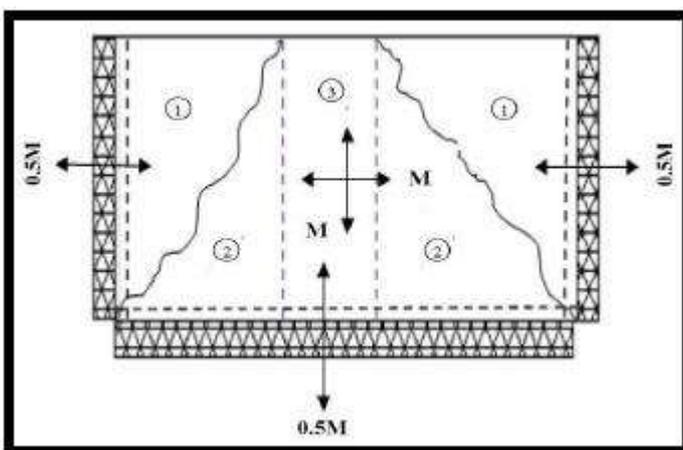
Avec :

$M_i$  : moment plastique nominal par unité de longueur.

$L_i$  : la projection de la ligne de rupture sur un axe.

$\theta_i$  : la rotation de la ligne de rupture.

**III.5.2.3. Calcul des dalles rectangulaire :**



**Figure III.22 :** Effort dans la dalle **Figure III.23 :** Déplacement des zones rigides

$$L_x = 4,00 \text{ m} ; l_y = 2,35 \text{ m}$$

**III.5.2.3.1. Calcul de la charge totale :****Plancher courant :**

$$G = 7,15 \text{ KN/m}^2 ; \quad P_u = 13,67 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 ; \quad P_s = 9,96 \text{ KN/m}^2$$

**III.5.2.3.2. Détermination de M :**

Principe de travail virtuel :

$$T_{\text{int}} = T_{\text{ext}}$$

**a) Travail extern:**

$$T_{\text{ext}(1)} = P_u \frac{l_x y}{2} \frac{f}{3}$$

$$T_{\text{ext}(2)} = P_u \frac{y l_x}{2} \frac{f}{3}$$

$$T_{\text{ext}(3)} = P_u (l_y - 2y) l_x \frac{f}{2}$$

$$\text{Donc: } T_{\text{ext}} = \sum_{i=1}^3 T_{\text{ext}(i)}$$

$$\text{Alors: } T_{\text{ext}} = 1,06 P_u \cdot f$$

**b) Travail intern:**

$$T_{\text{int}} = T_{\text{int}(+)} + T_{\text{int}(-)}$$

$$T_{\text{int}(1)} = 2x \left( M l_x \frac{f}{y} + 0,5 M l_x \frac{f}{y} \right) = 2x \left( 1,5 M l_x \frac{f}{x} \right)$$

$$T_{\text{int}(2)} = 2y M \frac{f}{l_x} + 0,5 M l_y \frac{f}{l_x}$$

$$T_{\text{int}} = \sum_{i=1}^2 T_{\text{int}(i)} = M f x \left( \frac{2y}{l_x} + 0,5 \frac{l_y}{l_x} + 3 \frac{l_x}{y} \right)$$

Alors:  $T_{\text{int}} = T_{\text{ext}}$  nous donne :

$$M = \frac{1,06 P_u}{\frac{2y^2 + 2,12y + 0,9}{0,55y}}$$

$$P_u = f(y) \rightarrow \left\{ \frac{dp}{dy} = 0 \right. \text{ après le calcul on trouve } \{ y = 0,48 \text{ m}$$

Alors :

$$M_u = 13,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 9,65 \text{ KN.m}$$

**III.5.2.3.3. Ferrailage :**

- **Les armatures longitudinales**

Le moment an travée suivant les deux sens :

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.85M = 0,66 \text{ KN.m}$$

Le moment on appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M = 0,33 \text{ KN.m}$$

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

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $C = 2.5 \text{ cm}$  ;  $\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$ .

**Tableau III.21 :** Calcul des sections d'acier de la dalle rectangulaire.

	Sens	$M_u$ (KN.m)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{calculer}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	x	0,66	1,5	0,15	3,14
	y	0,66	1,5	0,15	3,14
Appuis	x	0,33	1,5	0,08	3,14
	y	0,33	1,5	0,08	3,14

- **Les armatures de répartition :**

**Tableau III.22 :** calcul da la section des armatures de répartition.

	$A_x$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	$A = \frac{3,14}{4} = 0,785$	2,01
En appuis	$A = \frac{3,14}{4} = 0,785$	2,01

**III.5.2.3.4. Vérification de l'espacement :**

**Tableau III.23 :** l'espacement entre les armatures.

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartition
En travée	$S_t = 30\text{cm} \leq \min[3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}] = 33\text{cm}$	$S_t = 30\text{cm} \leq \min[3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}] = 33\text{cm}$
En appuis	$S_t = 30\text{cm} \leq \min[4h = 60\text{cm}; 33\text{cm}] = 33\text{cm}$	$S_t = 30\text{cm} \leq \min[4h = 60\text{cm}; 33\text{cm}] = 33\text{cm}$

**III.5.2.4.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S:**

Le moment an travée suivant les deux sens :

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.85M = 0,48 \text{ KN.m}$$

Le moment on appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M = 0,24 \text{ KN.m}$$

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il faut vérifier que:

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec : } \left\{ \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y ; \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \right\}$$

**Tableau III.24 : Vérification de la contrainte " $\sigma_b$ " à l'E.L.S**

	$M_{ser}$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
<b>En travée</b>	0,48	3,14	0,277	15	C V
	0,48	3,14	0,277	15	C V
<b>En appuis</b>	0,29	3,14	0,138	15	C V
	0,29	3,14	0,138	15	C V

**III.5.2.3.6. Vérification de l'effort tranchant:**

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_x \cdot l_y} = \frac{13,67 \times 0,9 \times 4,15}{2 \times 0,9 \times 4,15} = 6,835 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \cdot l_x \cdot l_y}{3l_y} = \frac{13,67 \times 0,9 \times 4,15}{3 \times 4,15} = 4,101 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \times d} = \frac{6,835 \times 10^3}{1000 \times 175} = 0,039 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \times d} = \frac{4,101 \times 10^3}{1000 \times 175} = 0,023 \text{ MPa}$$

On considère le fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_{ux} = 0,039 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{C V})$$

$$\tau_{uy} = 0,023 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{C V})$$

***IV. L'étude sismique :******IV.1. Introduction :***

L'Algérie est un pays qui a une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations, et que les déplacements resteront dans le domaine limite admissible pour qu'il n'y aura pas de dégradations importantes d'éléments structuraux.

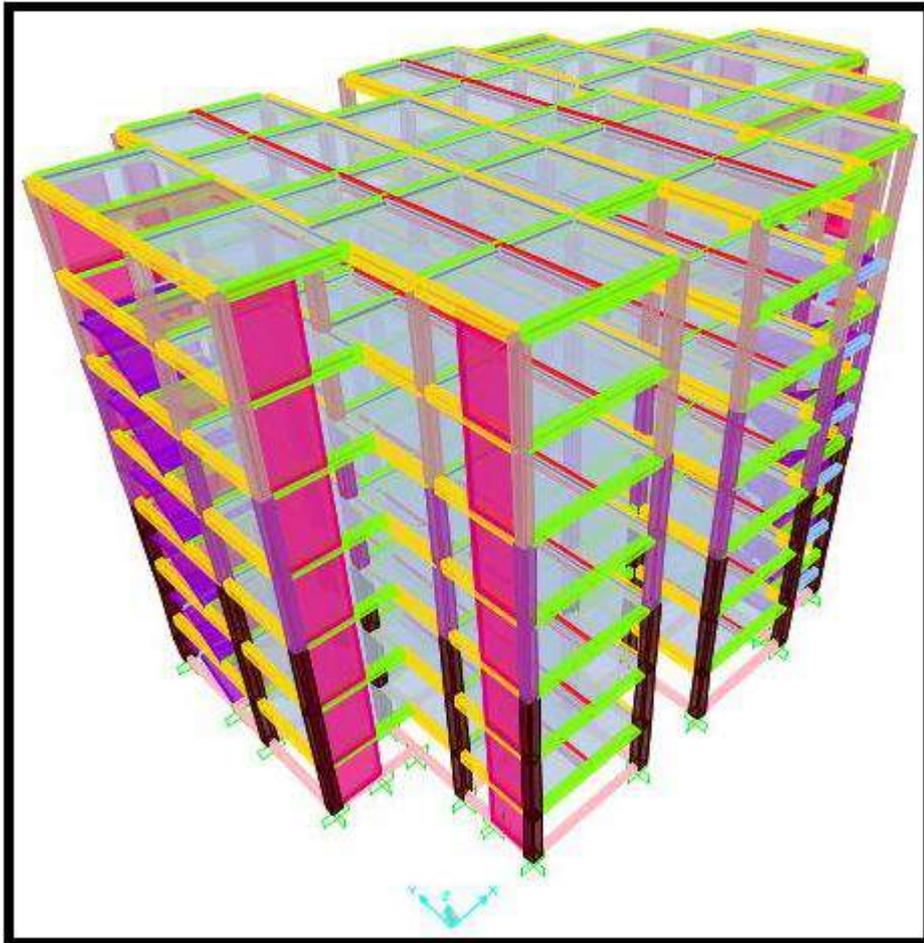
La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel SAP2000.V.17.1.1, La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA99/version 2003.

***IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :***

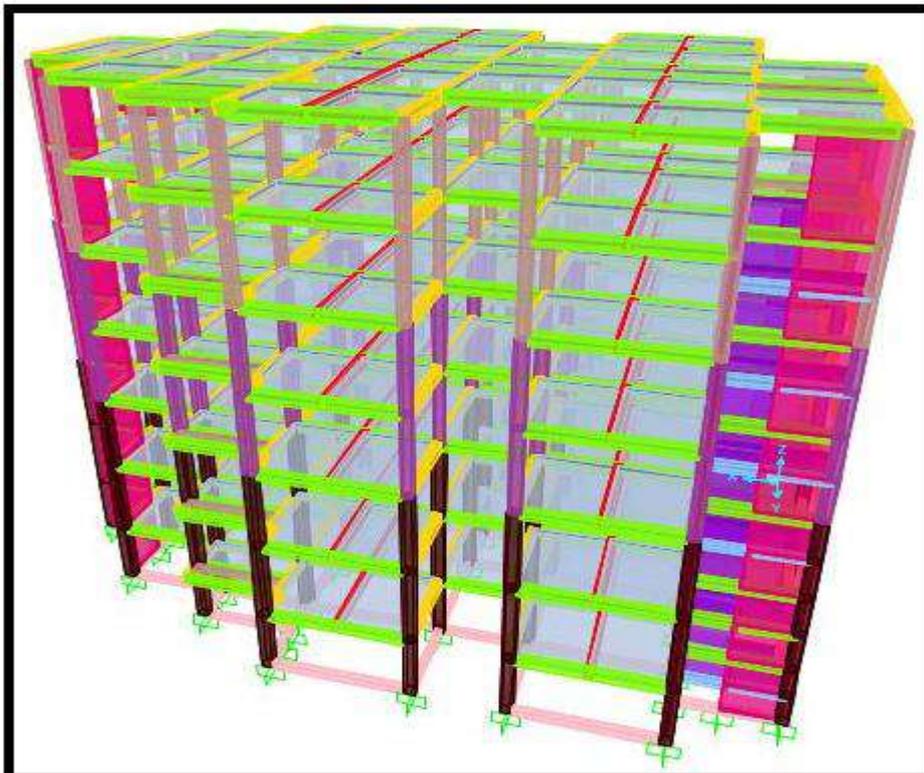
L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

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

*Vue de la Structure en 3D :*



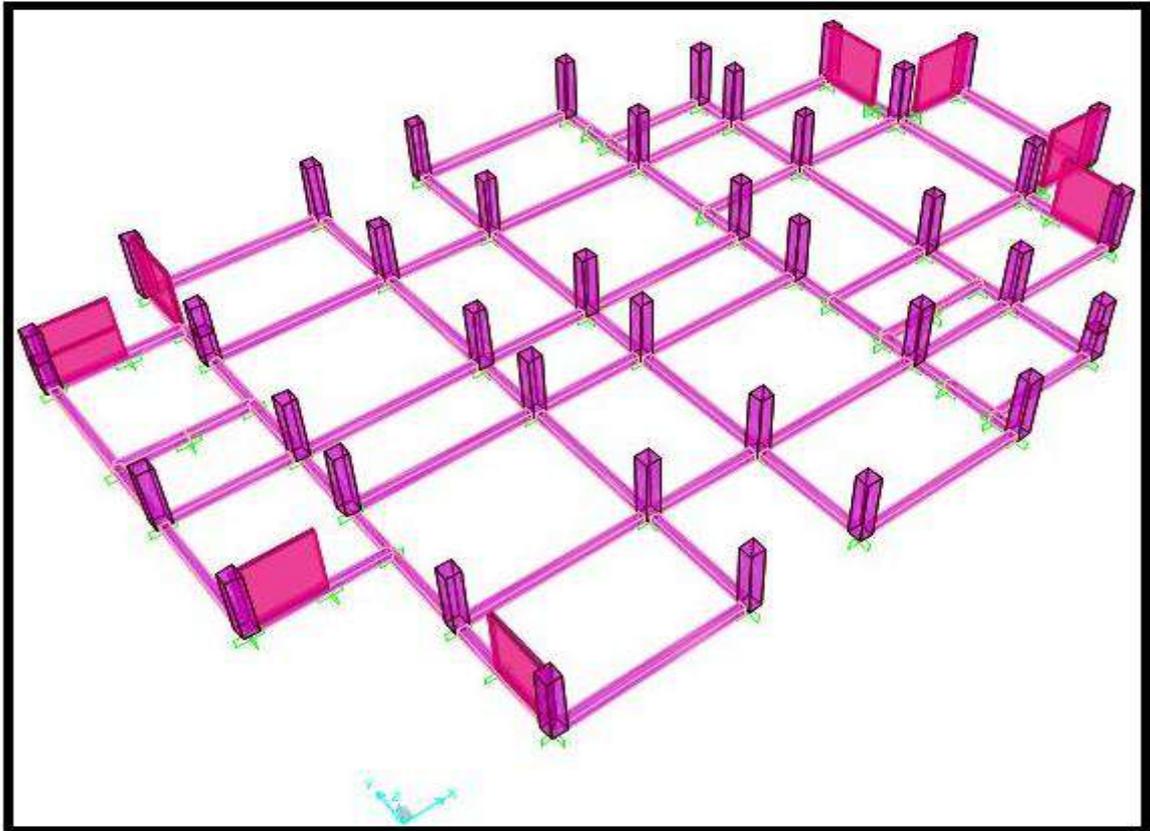
**Figure IV.1 :** Vue de face de la structure (modèle en 3D).



**Figure IV.2 :** Vue postérieur face de la structure (modèle en 3D).

*La disposition des voiles :*

*Disposition des voiles en 3D :*



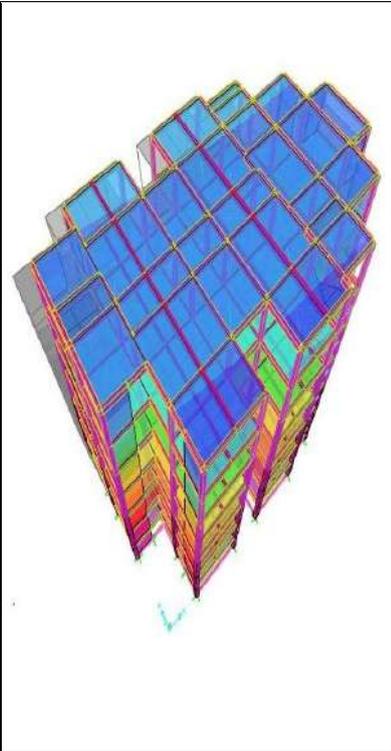
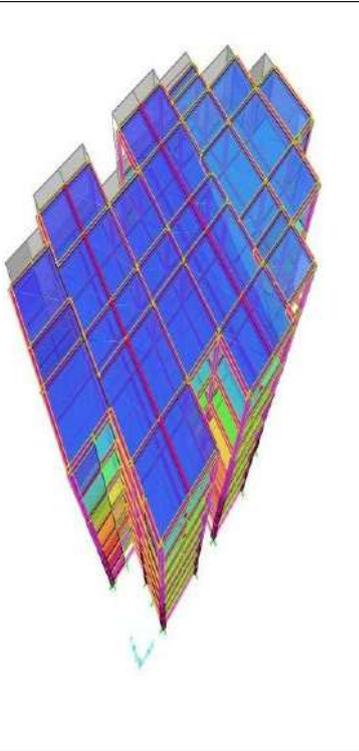
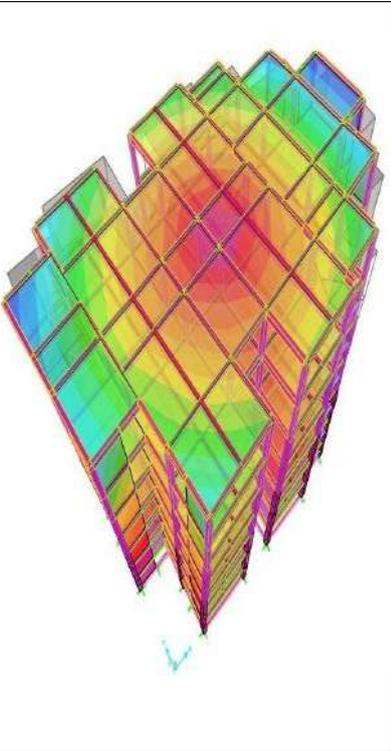
**Figure IV.3 :** Disposition des voiles (vue en 3D).

**Remarque :**

Après plusieurs dispositions des voiles on a choisie la meilleure disposition représentée sur la figure ci-dessus.

**Vérification de comportement :**

**Tableau IV.1 : Le comportement des trois premiers modes.**

			
Mode 1	69%	1%	0%
Mode 2	70%	71%	0%
Mode 3	70%	71%	71%
comportement	translation pure suivant l'axe (x)	translation pure suivant l'axe (Y)	rotation pure autour de l'axe (z)

**IV.3. Classification de la structure selon leur configuration :**

**A. Régularité en plan : [1] [ 3.5.a.1]**

**a1.** Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

**a2.** La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

**a3.** La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

**a4.** Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

**Remarque:**

A Partir de ces conditions un seul n'est pas vérifié donc La structure est irrégulière en plan.

***B. Régularité en élévation : [1] [3.5.b.]***

**b1.** Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

**b2.** Aussi bien la raideur .que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

**b4.** Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires d'une manière générale, se reporter aux schémas illustratifs ci-après

**Remarque:**

la structure est classée régulière en élévation.

**Conclusion:**

la structure est classée irrégulière.

***IV.3.1.Choix du système de contreventement :***

Notre structure est contreventée par une ossature mixte, « portiques –voiles »

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

Le système 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.

**Suivant X :**

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
	Poids Nz	Nz	Nz	Effort	Tx	Tx /Voiles
5 <sup>ème</sup> étage	5944.958	5473.918	471.040	1856.929	1318.106	538.823
4 <sup>ème</sup> étage	11648.914	10736.568	912.346	2067.565	1161.792	905.773
3 <sup>ème</sup> étage	18068.112	16727.430	1340.682	2799.381	1680.550	1118.831
2 <sup>ème</sup> étage	24441.720	22649.162	1792.558	3405.576	1564.391	1841.185
1 <sup>er</sup> étage	31129.872	29020.447	2109.425	3942.739	1918.189	2024.550
RDC	37747.460	35252.321	2495.139	4460.137	1494.733	2965.404
Sous-sol	44201.050	41364.101	2836.949	4638.121	1408.079	3230.042

**Valeurs en pourcentage :**

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
	Poids	Nz	Nz	Effort	Tx	Tx
5 <sup>ème</sup> étage	100 %	92.077 %	7.923 %	100 %	70.983 %	29.017 %
4 <sup>ème</sup> étage	100 %	92.168 %	7.832 %	100 %	56.191 %	43.809 %
3 <sup>ème</sup> étage	100 %	92.580 %	7.420 %	100 %	60.033 %	39.967 %
2 <sup>ème</sup> étage	100 %	92.666 %	7.334 %	100 %	45.936 %	54.064 %
1 <sup>er</sup> étage	100 %	93.224 %	6.776 %	100 %	48.651 %	51.349 %
RDC	100 %	93.390 %	6.610 %	100 %	33.513 %	66.487 %
Sous-sol	100 %	93.582 %	6.418 %	100 %	30.359 %	69.641 %

**Suivant Y :**

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
	Poids Nz	Nz	Nz	Effort	TY	TY
5 <sup>ème</sup> étage	6311.652	5769.178	542.474	1839.711	1335.533	504.178
4 <sup>ème</sup> étage	12896.763	11784.899	1111.864	2377.737	1382.745	994.992
3 <sup>ème</sup> étage	20229.172	18599.275	1629.897	3293.060	2094.329	1198.731
2 <sup>ème</sup> étage	27506.987	25337.032	2169.955	3985.921	2033.405	1952.516
1 <sup>er</sup> étage	35101.736	32553.581	2548.155	4570.164	2567.015	2003.149
RDC	42633.393	39619.141	3014.252	5046.738	2040.551	3006.187
Sous-sol	49968.648	46577.029	3391.619	5407.337	1926.097	3481.240

**Valeurs en pourcentage :**

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
	Poids	Nz	Nz	Effort	TY	TY
5 <sup>ème</sup> étage	100 %	91.405 %	8.595 %	100 %	72.595 %	27.405 %
4 <sup>ème</sup> étage	100 %	91.379 %	8.621 %	100 %	58.154 %	41.846 %
3 <sup>ème</sup> étage	100 %	91.943 %	8.057 %	100 %	63.598 %	36.402 %
2 <sup>ème</sup> étage	100 %	92.111 %	7.889 %	100 %	51.015 %	48.985 %
1 <sup>er</sup> étage	100 %	92.741 %	7.259 %	100 %	56.169 %	43.831 %
RDC	100 %	92.930 %	7.070 %	100 %	40.433 %	59.567 %
Sous-sol	100 %	93.213 %	6.787 %	100 %	35.620 %	64.380 %

**IV.3.2. Classification de site :**

Selon le rapport géotechnique relatif a notre ouvrage .on est en présence d'un site meuble (catégorie 3).

**IV.4. Calcul d'excentricité : [1] [ 3.5.1-a] :**

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 (G).
- Le centre de Torsion (R).

**IV.4.1. Centre de masse :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul de masse de chaque élément de la structure (poteaux, planchers, escaliers, voiles, maçonneries et balcons...etc.).

On choisit convenablement un système d'axes orthonormé à un niveau pour repérer le centre de masse qui est donné par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum W_i \cdot X_i}{\sum W_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum W_i \cdot Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :  $\sum W_i$  : le poids total de chaque niveau (le poids de plancher, poutres, poteaux, escaliers, balcons, cloisons, l'acrotère et les charges d'exploitations).

$X_i, Y_i$  : Les coordonnées du centre de gravité des éléments par rapport au repère globale.

$X_G, Y_G$  : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère globale.

**a. Dimensions du bâtiment :**

Longueur du bâtiment = 34.80 m

Largeur du bâtiment = 22.90

**b. Excentricité admissible :**

Excentricité suivant Lx = 15 % .Lx = 5.22 m

Excentricité suivant Ly = 15 % .Ly = 3.44 m

**Tableau IV.2 : calcul du centre de Masse.**

Diaphragme N°	Niveau (m)	Masse.g (kN)	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)	W <sub>i</sub> .X <sub>G</sub>	W <sub>i</sub> .Y <sub>G</sub>
5 <sup>eme</sup> étage	27.68	5779.994	16.217	11.775	93734.1627	68059.4294
4 <sup>eme</sup> étage	23.60	6071.324	16.427	11.818	99733.6393	71750.907
3 <sup>eme</sup> étage	19.52	6195.665	16.426	11.798	101769.993	73096.4557
2 <sup>eme</sup> étage	15.44	6281.48	16.448	11.787	103317.783	74039.8048
1 <sup>er</sup> étage	11.36	6370.566	16.463	11.784	104878.628	75070.7497
RDC	7.28	6459.651	16.476	11.78	106429.21	76094.6888
Sous-sol	3.20	6336.8	16.461	11.783	104310.065	74666.5144
					<b>714173.48</b>	<b>512778.55</b>

**IV.4.2. Centre de torsion :**

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}} \quad \text{Avec :}$$

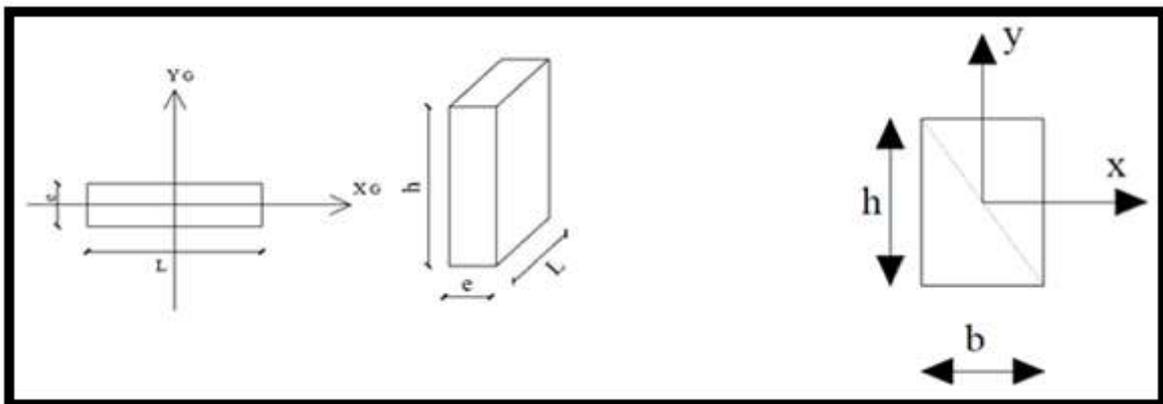
- $I_x$  et  $I_y$  : Les inerties suivant les axes  $x$  et  $y$  respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- $X_i, Y_i$  : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- $X_T, Y_T$  : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

◆ Pour les poteaux : 
$$I_x = \frac{bh^3}{12} ; \quad I_y = \frac{hb^3}{12}$$

◆ pour les voiles pleins : 
$$I_x = \frac{L.e^3}{12} ; \quad I_y = \frac{e.L^3}{12}$$



**Figure IV.4** : Inerties des voiles et des poteaux.

**Tableau IV.3 : Calcul du centre de torsion.**

Diaphragme N°	Niveau (m)	$\sum I_X (m^4)$	$\sum I_Y (m^4)$	$X_R (m)$	$Y_R (m)$
5 <sup>ème</sup> étage	27.68	3.252E+04	3.892E+04	16.077	11.756
4 <sup>ème</sup> étage	23.60	4.252E+04	6.703E+04	17.519	11.923
3 <sup>ème</sup> étage	19.52	7.738E+04	1.224E+05	17.230	12.129
2 <sup>ème</sup> étage	15.44	1.170E+05	1.972E+05	16.946	12.155
1 <sup>er</sup> étage	11.36	2.100E+05	3.422E+05	17.078	12.137
RDC	7.28	4.069E+05	6.929E+05	16.671	12.107
Sous-sol	3.20	1.579E+06	2.726E+06	16.232	12.260

**IV.4.3. Excentricité :****1- Excentricité théorique (statique) :**

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, il est calculer comme suit :

$$e_x = |X_T - X_G| \quad , \quad e_y = |Y_T - Y_G|$$

**2- Excentricités accidentelles (additionnelles) : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]**

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- excentricité additionnelle des plans :

$$\begin{cases} E_x = 0,05L_x \\ E_y = 0,05L_y \end{cases}$$

**3- Effets de la torsion accidentelle : [1] [4.3.7.]**

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $0.05L$ , ( $L$  étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

**Excentricité totale :****Tableau IV.4 :** Calcul de l'excentricité totale.

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	$E_X =  X_R - X_G $ (m)	$E_Y =  Y_R - Y_G $ (m)	Vérification
5 <sup>ème</sup> étage	27.68	0.140	0.019	Ok
4 <sup>ème</sup> étage	23.60	1.092	0.105	Ok
3 <sup>ème</sup> étage	19.52	0.804	0.331	Ok
2 <sup>ème</sup> étage	15.44	0.498	0.368	Ok
1 <sup>er</sup> étage	11.36	0.615	0.353	Ok
RDC	7.28	0.195	0.327	Ok
Sous-sol	3.20	0.229	0.477	Ok

***IV.5. Calcul dynamique du bâtiment :***

- Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :
- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse, défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires, il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

***IV.5.1. Méthode dynamique modale spectrale :******IV.5.1.1. Hypothèses de calcul :***

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher,
- Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte,
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

***IV.5.1.2. Analyse de la structure :***

Il est à présent clair que l'une des « SAP 2000 V.17.1.1 » incontournables lors d'une analyse dynamique, d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan, contreventée par un système mixte (portique voiles). et présente un architecture (vue en plan) déférente d'un niveaux à l'autre. Tous cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en

restant dans le domaine économique et facilement réalisable.

- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

#### ***IV.5.2. Modélisation mathématique :***

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement). En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

##### ***IV.5.2.1. Modélisation de la structure:***

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc), dans les éléments structuraux, le logiciel calcule par éléments finis, « sap 2000.V.17.1.1 » est utilisé.

##### ***IV.5.2.2. Description du logiciel « SAP 2000.V.17.1.1 »***

« SAP 2000 V.17.1.1 » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique «SAP 2000.V17.1.1 » permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, ETABS et SAFE).

##### ***IV.5.2.3. Modélisation des éléments structuraux :***

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type.
- poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.

- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

**IV.5.2.4. Modélisation de la masse :**

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$ , [1] [Tab.4.5 ], (dans notre cas  $\beta=0,2$ ) correspondant à la surcharge d’exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 2,5t/m<sup>3</sup>.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l’acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

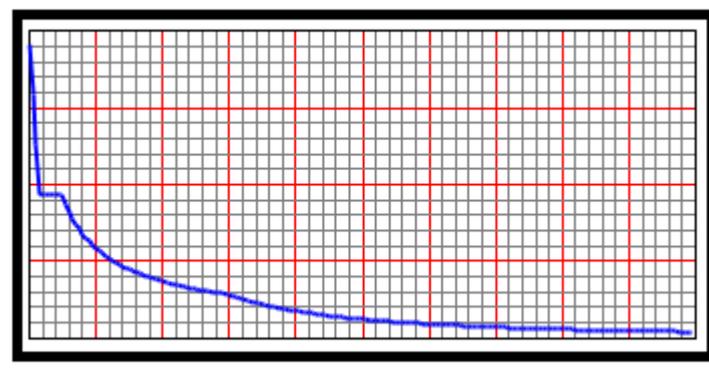
**IV.5.2.5. Principe :**

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

**IV.5.2.6. Le spectre de réponse de calcul : [1] [ 4.3.3.]**

L’action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R}) & T_2 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$



**Figure IV.5 : Spectre de réponse X.**

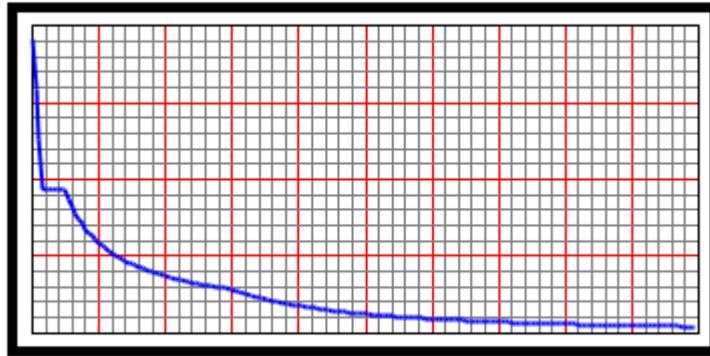


Figure IV.6 : Spectre de réponse Y.

a) Coefficient d'accélération A :[RPA : Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :  
(zone III, groupe d'usage 2) → A = 0,25

b) facteur de correction d'amortissement η:[1][Tab.4.2].

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

$$\xi = 10 \%$$

Avec remplissage dense → η = 0,882

c) coefficient de comportement R : [1] [Tab4.3]

Tableau IV.5 : Coefficient de comportement R.

cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé :</b>	
<b>1a</b>	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
<b>1b</b>	Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3,5
<b>2</b>	Voiles porteurs	3,5
<b>3</b>	Noyau	3,5
<b>4a</b>	Mixte portique/voiles avec interaction	5
<b>4b</b>	Portiques contreventés par des voiles	4
<b>5</b>	Console verticale à masses réparties	2
<b>6</b>	Pendule inverse	2

Système de contreventement 4b : R=4

**d) facteur de qualité Q : [1][Tab.4.4.]**

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

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6 : Détermination du facteur de qualité Q.**

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

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = 1 + 0.15 = 1.15$$

$$Q_y = 1 + 0.15 = 1.15$$

**e) périodes caractéristiques : [1] [ Tab.4.7.]**

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{array} \right\} \text{site S3.}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

**IV.6. Résultats et vérifications de la structure :**

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

**Stabilité de la structure :**

- Vérification de participation massique.
- Vérification de la Force sismique à la base.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déplacements (inter étage).
- Vérification vis à vis de l'effet  $P-\Delta$ .

**IV.6.1. Vérification de participation massique : [1] [4.3.4.a.]**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions

orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

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

**Tableau IV.7 : participation massique.**

StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,877	0,689	0,010	69%	1%	0,002	0%
Mode	2	0,790	0,010	0,699	70%	71%	0,000	0%
Mode	3	0,656	0,002	0,000	70%	71%	0,703	71%
Mode	4	0,260	0,142	0,006	84%	72%	0,002	71%
Mode	5	0,246	0,007	0,135	85%	85%	0,003	71%
Mode	6	0,200	0,001	0,006	85%	86%	0,143	85%
Mode	7	0,129	0,000	0,000	85%	86%	0,000	85%
Mode	8	0,127	0,015	0,002	87%	86%	0,001	85%
Mode	9	0,126	0,035	0,006	90%	86%	0,001	85%
Mode	10	0,124	0,001	0,001	90%	86%	0,000	85%
Mode	11	0,123	0,005	0,028	91%	89%	0,001	86%
Mode	12	0,121	0,004	0,020	91%	91%	0,001	86%

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteint les 90% qu'après le 12<sup>ème</sup> mode.

Donc le nombre des modes retenues est donné par la formule  $K = 3\sqrt{N}$ .

**K = 12 modes** avec une période  $T_k = 0,121$  sec.

**IV.6.2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [1] [Art 4.3.6]**

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :**

T : période fondamentale suivant les deux directions, on utilise les formules :

$$\begin{cases} T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D}} \dots \dots \dots (1) \\ T = C_T \cdot h_N^{3/4} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

- calcul considéré.
- $h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)
- $C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné d'après (RPA tableau 4.6.)

$$(1) \rightarrow \begin{cases} T_X = 0,42s \\ T_Y = 0,52s \end{cases} \quad (2) \rightarrow \begin{cases} T_X = 0,60s \\ T_Y = 0,60s \end{cases}$$

Dans ce cas, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement (1) et (2).

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 période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

Donc il faut vérifier que:  $\frac{V_t}{V} > 0,8$

**a. Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A \cdot D_X \cdot Q_X}{R} \cdot W$$

$$V_Y = \frac{A \cdot D_Y \cdot Q_Y}{R} \cdot W$$

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone**  $A = 0,25$
- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$T_2 = 0,5 \text{ s}$ , tableau 4.7 (avec site S3)

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement :  $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

$\xi = 7 \%$  tableau 4.2 (avec remplissage dense)  $\rightarrow \eta = 0,882$

T : période fondamentale suivant les deux directions pour calculé cette dernière on utilise la formule :

$$T = 0,09h_n / \sqrt{D} \quad [2]$$

$D_x = 1.85$

$D_y = 1.72$

- **R : coefficient de comportement global de la structure**  $R = 4$
- **Q : facteur de qualité**  $Q_x = 1.15$   
 $Q_y = 1.15$
- **W : poids total de la structure**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$B_1 = 0.4$

$W = 48741.151 \text{ Kn}$

**Tableau IV.8 : Calcul de la force sismique**

A	$D_x$	$D_y$	R	$Q_x$	$Q_y$	$\sum W_i$ (kN)	$V_x$ (kN)	$V_y$ (kN)
0.25	1.85	1.72	4	1.15	1.15	48741.151	6481.04	6025.62

**b. Calcul de la force sismique dynamique :**

D'après le logiciel qu'on a utilisé (sap2000v17) on a obtenu les résultats suivants :

$$V_{t_x} = 5337,462 \text{ KN}$$

$$V_{t_y} = 5721,773 \text{ KN}$$

**Tableau IV.9 :** Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.

	V (kN)	V <sub>t</sub> (kN)	0.8*V	V <sub>t</sub> ≥ 0.8*V
X	6481.04	5337.462	5184.832	c.v
Y	6025.62	5721.773	4820.496	c.v

**IV.6.3. Vérification de la stabilité au renversement :**

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^n h_i \cdot F_{ix} \quad ; \quad M_{0y} = \sum_{i=1}^n h_i \cdot F_{iy}$$

Avec :

- $F_{ix}$ ,  $F_{iy}$ : la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- $h_i$  : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à :

$$M_{tx} = X_G * W_i \quad ; \quad M_{ty} = Y_G * W_i$$

Avec :

- $X_G$ ,  $Y_G$  : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- $W_i$  : la masse de l'étage dans chaque niveau

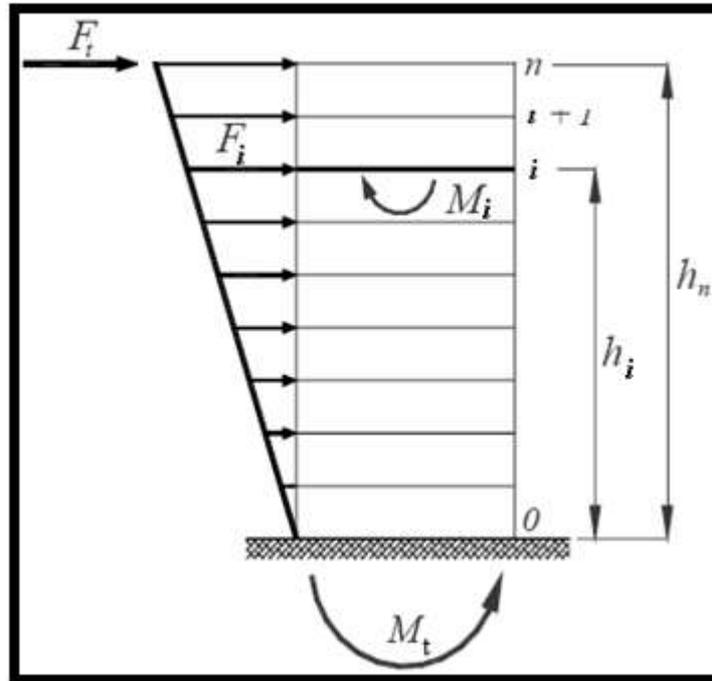


Figure IV.7 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

►► RPA99 version 2003 [AT. 4.2.5] ◀◀

$$F_i = \left( \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right) \cdot (V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0,07TV \leq 0,25V & \text{si } T \geq 0,7s \\ 0 & \text{si } T < 0,7s \end{cases}$$

On a :

- $T_x = 0.42 \text{ s} \rightarrow F_t = 0$
- $T_y = 0.52 \text{ s} \rightarrow F_t = 0$

Donc:

$$F_{ix} = \left( \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right) \cdot (V_x - F_{tx}) = \alpha_x \cdot (V_x - F_{tx})$$

$$F_{iy} = \left( \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right) \cdot (V_y - F_{ty}) = \alpha_y \cdot (V_y - F_{ty})$$

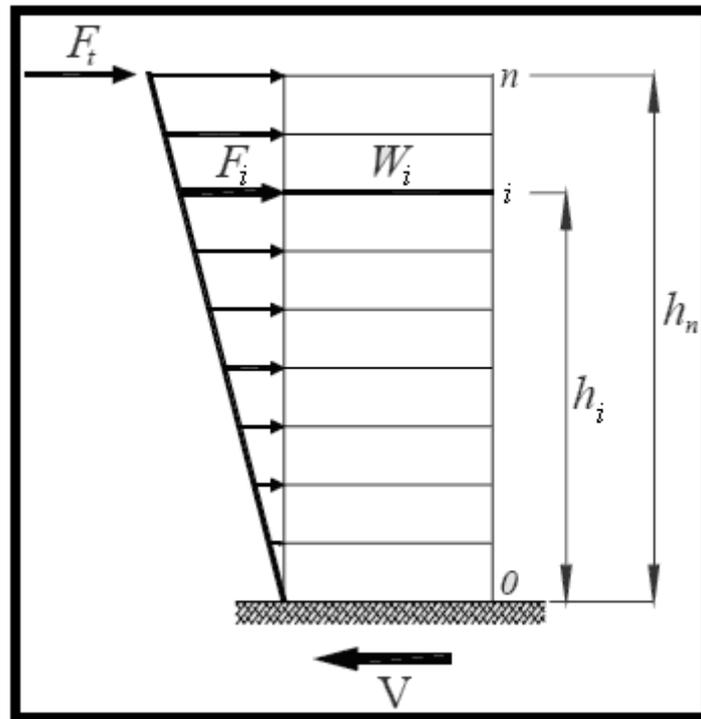


Figure IV.8 : Distribution des forces sismiques.

1- Moment stabilisant :

Tableau IV.10 : calcul du moment stabilisant.

Niveau		Masse et centre de Masse			moment de stabilité	
Diaphragme N°	Niveau (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)	Wi.XG	Wi.YG
5 <sup>eme</sup> étage	27.68	5779.994	16.217	11.775	93734.1627	68059.4294
4 <sup>eme</sup> étage	23.60	6071.324	16.427	11.818	99733.6393	71750.907
3 <sup>eme</sup> étage	19.52	6195.665	16.426	11.798	101769.993	73096.4557
2 <sup>eme</sup> étage	15.44	6281.48	16.448	11.787	103317.783	74039.8048
1 <sup>er</sup> étage	11.36	6370.566	16.463	11.784	104878.628	75070.7497
RDC	7.28	6459.651	16.476	11.78	106429.21	76094.6888
Sous-sol	3.20	6336.8	16.461	11.783	104310.065	74666.5144
					<b>714173.48</b>	<b>512778.55</b>

2- Moment renversement :

La force sismique suivant (x) et (y)

Tableau IV.11 : Calcul des forces sismiques et des moments de renversement autour de x et y

Niveau		Masse et centre de Masse			force sismique		force sismique Fi			
Diaphragme N°	Niveau (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)	Vtx	Vty	Wi.Hi	Σwi.Hi	Fix	Fiy
5 <sup>me</sup> étage	27.68	5779.99	16.22	11.78	5337.46	5721.77	159990.23	660872.56	1292.14	1385.18
4 <sup>me</sup> étage	23.60	6071.32	16.43	11.82			143283.25		1157.21	1240.53
3 <sup>me</sup> étage	19.52	6195.67	16.43	11.80			120939.38		976.75	1047.08
2 <sup>me</sup> étage	15.44	6281.48	16.45	11.79			96986.05		783.30	839.70
1 <sup>er</sup> étage	11.36	6370.57	16.46	11.78			72369.63		584.49	626.57
RDC	7.28	6459.65	16.48	11.78			47026.26		379.80	407.15
Sous-sol	3.20	6336.80	16.46	11.78			20277.76		163.77	175.56

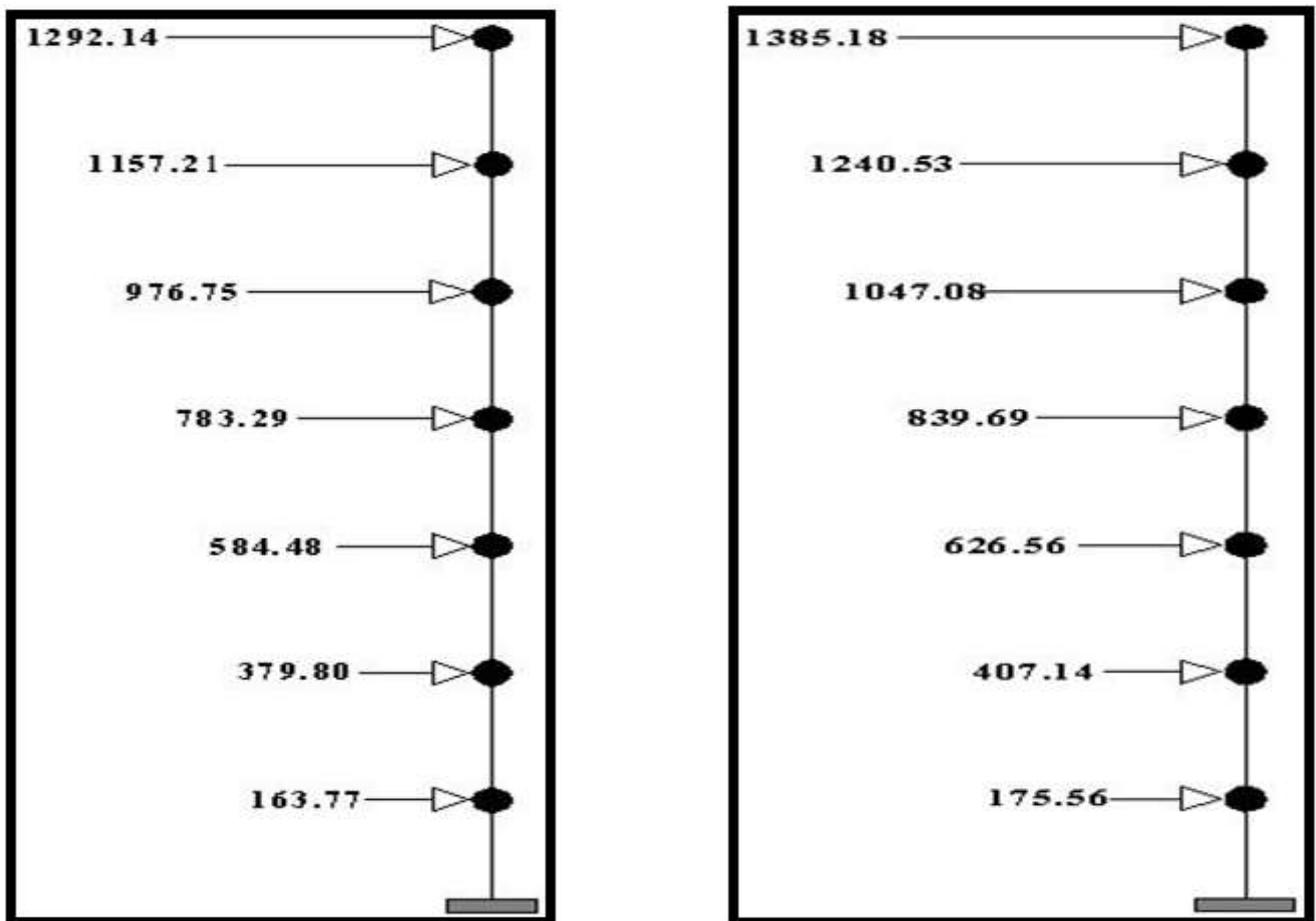


Figure IV.9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X et Y.

**Tableau IV.12 :** Calcul moment de renversement  $M_{rx}$  et  $M_{ry}$ .

		moment de renversement	
Diaphragme N°	Niveau (m)	$F_{ix} \cdot H_i$	$F_{iy} \cdot H_i$
5 <sup>eme</sup> étage	27.68	35766.52	38341.80
4 <sup>eme</sup> étage	23.60	27310.18	29276.58
3 <sup>eme</sup> étage	19.52	19066.22	20439.04
2 <sup>eme</sup> étage	15.44	12094.10	12964.91
1 <sup>er</sup> étage	11.36	6639.75	7117.83
RDC	7.28	2764.96	2964.04
Sous-sol	3.20	524.07	561.80
		<b>104165.79</b>	<b>111666.00</b>

Donc il faut vérifier que :  $\frac{M_t}{M_0} \geq 2$

**Tableau IV.13 :** Vérification de stabilisation.

$M_{tx}$ (kN.m)	$M_{ty}$ (kN.m)	$M_{ox}$ (kN.m)	$M_{oy}$ (kN.m)	$M_{tx} / M_{ox}$	$M_{ty} / M_{oy}$	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1,5$
714173.48	512778.55	104165.79	111666.00	6.86	4.59	<b>cv</b>

La condition est vérifiée ce qui implique que la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions soit assurée.

**IV.6.4. Vérification des déplacements inter étage : [1] [ 4.4.3]**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R \cdot \delta_{ek}$  ►► RPA99 version 2003 [AT. 4.4.3] ◀◀

- $\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$ .
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser :

$\Delta K_{limite} = 0,01 \cdot h_e$

Avec :  $h_e$  : la hauteur de l'étage k.

**Tableau IV.14** : déplacements inter-étages sous la force sismique EdX.

Diaphragme N°	Niveau (m)	$\delta x$ (cm)	$\delta x.R$ (cm)	$\Delta X$ (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
5 <sup>eme</sup> étage	27.68	4.27	17.08	2.56	4.08	Ok
4 <sup>eme</sup> étage	23.60	3.63	14.52	2.76	4.08	Ok
3 <sup>eme</sup> étage	19.52	2.94	11.76	2.92	4.08	Ok
2 <sup>eme</sup> étage	15.44	2.21	8.84	3.04	4.08	Ok
1 <sup>er</sup> étage	11.36	1.45	5.80	2.80	4.08	Ok
RDC	7.28	0.75	3.00	2.20	4.08	Ok
Sous-sol	3.20	0.20	0.80	0.80	3.20	Ok

La vérification des déplacements entre-étages est satisfaite à tous les étages dans le sens X.

**Tableau IV.15** : déplacements inter-étages sous la force sismique EdY :

Diaphragme N°	Niveau (m)	$\delta y$ (cm)	$\delta y.R$ (cm)	$\Delta Y$ (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
5 <sup>eme</sup> étage	27.68	3.65	14.60	2.12	4.08	Ok
4 <sup>eme</sup> étage	23.60	3.12	12.48	2.28	4.08	Ok
3 <sup>eme</sup> étage	19.52	2.55	10.20	2.40	4.08	Ok
2 <sup>eme</sup> étage	15.44	1.95	7.80	2.60	4.08	Ok
1 <sup>er</sup> étage	11.36	1.30	5.20	2.44	4.08	Ok
RDC	7.28	0.69	2.76	2.00	4.08	Ok
Sous-sol	3.20	0.19	0.76	0.76	3.20	Ok

La vérification des déplacements entre-étages est satisfaite à tous les étages dans le sens Y.

#### IV.6.5. Vérification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ : [1] [5.9]

Les effets du 2° ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10$$

- $P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- $V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- $\Delta_k$  : 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- $\Delta$  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<sup>o</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si  $\theta > 0,20$  ; la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

**Tableau IV.16 : Vérification l'effet (P- $\Delta$ ) sens (X).**

Diaphragme N°	Niveau (m)	P <sub>k</sub> (kN)	F <sub>ix</sub> (kn)	V <sub>kx</sub> (kn)	$\Delta_{kx}$ (cm)	$\theta_x$	$\theta < 0.1$
5 <sup>eme</sup> étage	27.68	5779.99	1292.14	1292.14	2.56	0.0041	ok
4 <sup>eme</sup> étage	23.60	6071.32	1157.21	2449.35	2.76	0.0029	ok
3 <sup>eme</sup> étage	19.52	6195.67	976.75	3426.11	2.92	0.0027	ok
2 <sup>eme</sup> étage	15.44	6281.48	783.30	4209.40	3.04	0.0029	ok
1 <sup>er</sup> étage	11.36	6370.57	584.49	4793.89	2.80	0.0033	ok
RDC	7.28	6459.65	379.80	5173.69	2.20	0.0038	ok
Sous-sol	3.20	6336.80	163.77	5337.46	0.80	0.003	ok

**Tableau IV.17 : Vérification l'effet (P- $\Delta$ ) sens (Y).**

Diaphragme N°	Niveau (m)	P <sub>k</sub> (kN)	F <sub>iy</sub> (kn)	V <sub>ky</sub> (kn)	$\Delta_{ky}$ (cm)	$\theta_y$	$\theta < 0.1$
5 <sup>eme</sup> étage	27.68	5779.99	1385.18	1385.18	2.12	0.0032	ok
4 <sup>eme</sup> étage	23.60	6071.32	1240.53	2625.71	2.28	0.0022	ok
3 <sup>eme</sup> étage	19.52	6195.67	1047.08	3672.80	2.40	0.0021	ok
2 <sup>eme</sup> étage	15.44	6281.48	839.70	4512.49	2.60	0.0023	ok
1 <sup>er</sup> étage	11.36	6370.57	626.57	5139.06	2.44	0.0027	ok
RDC	7.28	6459.65	407.15	5546.21	2.00	0.0032	ok
Sous-sol	3.20	6336.80	175.56	5721.77	0.76	0.0026	ok

D'après les tableaux représentés ci-dessous, on constate que la structure étudiée est justifiée vis -à- vis de l'effet P- $\Delta$ .

### **Conclusion général :**

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de la structure.

## V. Ferrailage des éléments résistants :

### V.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur applicable en Algérie en l'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003. Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - ✓ E.L.U :  $1,35G + 1,5Q$  et  $G + Q \pm E$
  - ✓ E.L.S  $G + Q$
  
- ❖ les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - ✓  $G + Q \pm E$
  - ✓  $0,8 G \pm E$

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

### V.2. Ferrailage des poutres :

#### V.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Situation durable:

- Béton:  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 14.2$  MPa.
- Acier:  $\gamma_s = 1.15$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 348$  MPa.

Situation accidentelle:

- Béton:  $\gamma_b = 1.15$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 18.48$  MPa.
- Acier:  $\gamma_s = 1$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 400$  MPa.

#### V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

##### V.2.2.a. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\phi$  en Zone III.

### V.2.2.b. Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales est donnée par :  $A_t = 0,003 \cdot St \cdot b$ .

$b$  : largeur de la poutre.

$St$  : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- $St \leq h/2$  en Zone courante.
- $St \leq \min (h/4 ; 12\phi)$  en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Notre calcul se fera pour quatre portiques différents suivant les deux sens:

- ✓ Sens longitudinal: Pour tous les niveaux on a un seul type de poutres avec une section de béton :
  - $(b \times h) = (30 \times 55) \text{ cm}^2$
- ✓ Sens transversal: Pour tous les niveaux on a un seul type de poutres avec une section de béton:
  - $(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$ .

**Tableau V.1 : Ferrailage longitudinal des poutres principales.**

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm)	A <sub>calcul</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Intermédiaire	Terrasse	Travée	118.00	1.35G+1.5Q	0.00	6.80	9.24	<b>6HA14</b>
		Appui	-151.83	1.35G+1.5Q	0.00	8.90	9.24	<b>6HA14</b>
	Etages	Travée	190.65	1.35G+1.5Q	0.00	11.50	12.06	<b>6HA16</b>
		Appui	-119.00	1.35G+1.5Q	0.00	6.90	9.42	<b>3HA16 + 3HA12</b>
Rive	Terrasse	Travée	64.15	1.35G+1.5Q	0.00	3.60	9.24	<b>6HA14</b>
		Appui	-50.79	1.35G+1.5Q	0.00	2.80	9.24	<b>6HA14</b>
	Etages	Travée	26.01	1.35G+1.5Q	0.00	1.70	12.06	<b>6HA16</b>
		Appui	-121.48	1.35G+1.5Q	0.00	7.00	9.42	<b>3HA16+ 3HA12</b>

**Tableau V.2 : Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.**

	Niveau	position	M <sub>u</sub> (KN.m)	combinaison	A' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calcul</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Intermédiaire	Terrasse	Appui	-142.00	G+Q+E <sub>x</sub>	0	8.00	16.02	<b>3HA14 + 3HA12</b>
	Etages	Appui	-175.45	G+Q+E <sub>x</sub>	0	10.00	21.30	<b>3HA16 + 3HA14</b>
Rive	Terrasse	Appui	-118.00	G+Q+E <sub>x</sub>	0	6.50	16.02	<b>3HA14 + 3HA12</b>
	Etages	Appui	-145.16	G+Q+E <sub>x</sub>	0	8.10	21.30	<b>3HA16 + 3HA14</b>

**V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :**

Après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire. La contrainte admissible de béton est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ .

Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

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

✓ Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier:

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
- $\sigma_s = \frac{15 M_{ser}(d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s$

Avec :  $\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right] = \min [333.33 \text{ MPa}; 202 \text{ MPa}] = 202 \text{ MPa}$

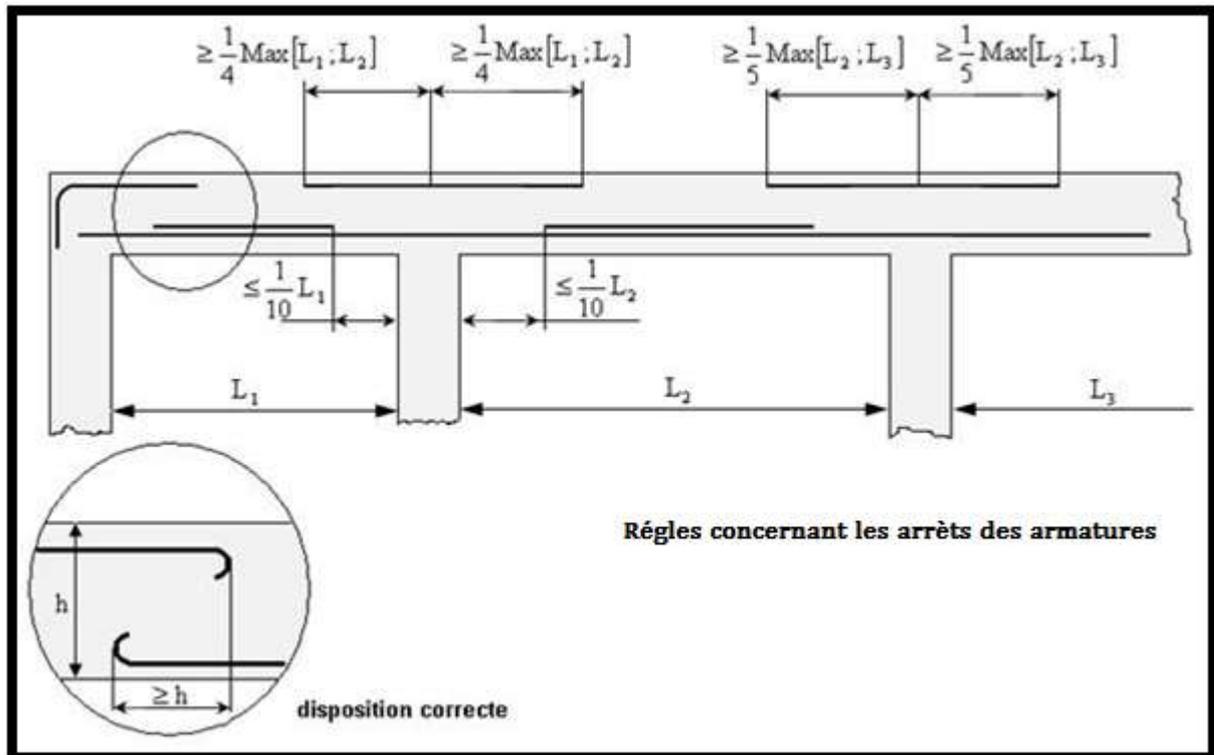
Dans notre cas, on considère que la fissuration est non préjudiciable, puisqu'on va étudier les cas les plus défavorables pour les poutres de rives et les poutres intermédiaires.

**Tableau V.3 :** Vérification des contraintes à l’ELS des poutres principales.

	Niveau	position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	combinaison	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	obs
Intermédiaire	Terrasse	Travée	86.15	G+Q	6.80	9.10	-	c.v
		Appui	-111.67	G+Q	8.90	10.70	-	
	Etages	Travée	85.59	G+Q	11.50	7.50	-	c.v
		Appui	-135.71	G+Q	6.90	14.20	-	
Rive	Terrasse	Travée	47.02	G+Q	3.60	5.50	201.60	c.v
		Appui	-37.11	G+Q	2.80	4.50	191.60	
	Etages	Travée	18.93	G+Q	1.70	1.50	19.30	c.v
		Appui	-87.14	G+Q	7.00	9.10	201.60	

**Tableau V.4 :** Vérification des contraintes à l’ELS des poutres secondaires.

	Niveau	position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	combinaison	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	obs
Intermédiaire	Terrasse	Appui	-27.89	G+Q	8.00	2.80	-	c.v
	Etages	Appui	-31.32	G+Q	10.00	2.90	-	c.v
Rive	Terrasse	Appui	16.79	G+Q	6.50	1.20	14.70	c.v
	Etages	Appui	-8.12	G+Q	8.10	0.60	6.80	c.v



**Figure V.1** : Disposition des armatures pour les poutres.

#### V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- $A_{\text{tendue}} \geq A_{\text{min CBA}}$
- $A_{\text{Travée}} \geq A_{\text{min RPA}}$  et  $A_{\text{Travée}} \leq A_{\text{max RPA}}$
- $A_{\text{appui}} \geq A_{\text{min RPA}}$  et  $A_{\text{appui}} \leq A_{\text{max RPA}}$

**Tableau V.5:** vérification des poutres principales selon les conditions CBA et RPA.

	Niveau	position	$A_{\text{adoptée}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{min CBA}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{min RPA}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	9.24	1.65	8.25	c.v
		appui	9.24			c.v
	Etages	Travée	12.06	1.65	8.25	c.v
		appui	9.42			c.v
Rive	Terrasse	Travée	9.24	1.65	8.25	c.v
		appui	9.24			c.v
	Etages	Travée	12.06	1.65	8.25	c.v
		appui	9.42			c.v

**Tableau V.6:** vérification des poutres secondaires selon les conditions CBA et RPA.

	Niveau	position	$A_{\text{adoptée}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{min CBA}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{min RPA}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	appui	16.02	1.50	7.5	c.v
	Etages	appui	21.30			c.v
Rive	Terrasse	appui	16.02	1.50	7.5	c.v
	Etages	appui	21.30			c.v

**V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :**

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

- $T_u$ : effort tranchant

**Tableau V.7:** Calcul de  $\bar{\tau}_u$ .

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\min \left[ 0.15 \frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right]$	$\min \left[ 0.2 \frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$	$\bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa}$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$	$\bar{\tau}_u = 4.34 \text{ MPa}$

**Tableau V.8 :** Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.

	Niveau	$V_u$ (KN)	Combinaison	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
intermédiaire	Terrasse	168.79	1.35G+1.5Q	1.07	3.34	c.v
	Etage	199.00	1.35G+1.5Q	1.26	3.34	c.v
Rive	Terrasse	71.76	1.35G+1.5Q	0.45	2.50	c.v
	Etage	60.56	1.35G+1.5Q	0.38	2.50	c.v

**Tableau V.9 :** Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.

	Niveau	V <sub>u</sub> (KN)	Combinaison	τ <sub>u</sub> (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	τ <sub>u</sub> ≤ $\bar{\tau}_u$
intermédiaire	Terrasse	61.63	G+Q+EX	0.43	4.34	c.v
	Etage	80.72	G+Q+EX	0.56	4.34	c.v
Rive	Terrasse	56.76	G+Q+EX	0.39	3.26	c.v
	Etage	61.70	G+Q+EX	0.43	3.26	c.v

**V.2.6. Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235 .

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

$$\checkmark \text{ Selon le RPA 99: } \begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003.b \\ S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) \quad (\text{zone nodale}) \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad (\text{zone courante}) \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Selon le CBA 93: } \begin{cases} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj,k})}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \\ S_t \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4\text{MPa} \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A<sub>t</sub>) ainsi que leurs espacements (S<sub>t</sub>) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10 :** Calcul des armatures transversales et leur espacement.

		CBA 93		RPA 99			S <sub>t</sub> adopté (cm)		
Section	τ <sub>u</sub> (Mpa)	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm <sup>2</sup> )	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A <sub>t</sub> choisie (cm <sup>2</sup> )
(30×55)	1.26	31.56	1.95	13.75	27.5	2.00	10	15	<b>2.01=4Φ8</b>
(30x50)	0.56	24.75	1.05	12.5	25.5	1.75	10	15	<b>2.01=4Φ8</b>

**V.2.7. Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : M<sub>t</sub> = K\*M<sub>0</sub>

➤ K : est un coefficient réducteur (0,75 ≤ K ≤ 0,85), on prend K = 0,80.

**Tableau V.11 :** Vérification de la flèche des poutres.

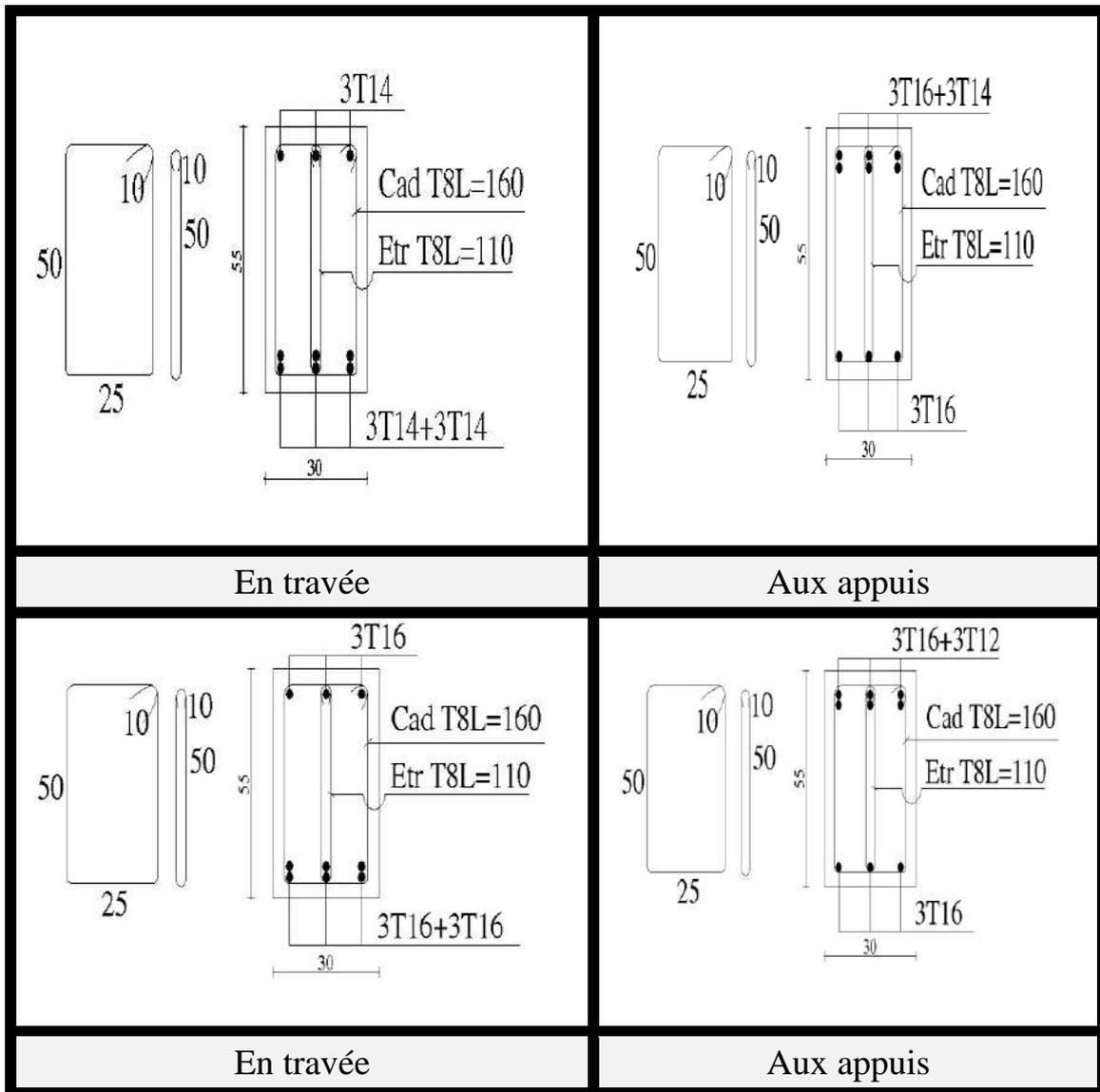
	1 <sup>ère</sup> condition			2 <sup>ème</sup> condition			3 <sup>ème</sup> condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\rho \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	0.111	0.0625	<b>c.v</b>	0.111	0.080	<b>c.v</b>	0.0057	0.0105	<b>c.v</b>
PS	0.100	0.0625	<b>c.v</b>	0.100	0.080	<b>c.n.v</b>	0.0052	0.0105	<b>c.v</b>

**Tableau V.12 :** Vérifications de la flèche.

A(cm <sup>2</sup> )	M(KN.m)	ρ%	σs(MP)	μ	y(cm)	I0 (cm <sup>4</sup> )
3.39	11.20	0.49	134.34	0.226	15.8	6369.85
I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )	F <sub>i</sub> (mm)	F <sub>v</sub> (mm)	ΔF(m)	F <sub>adm</sub> (mm)	ΔF ≤ F <sub>adm</sub>
35668.01	50559.62	1.72	3.62	1.92	8.4	cv

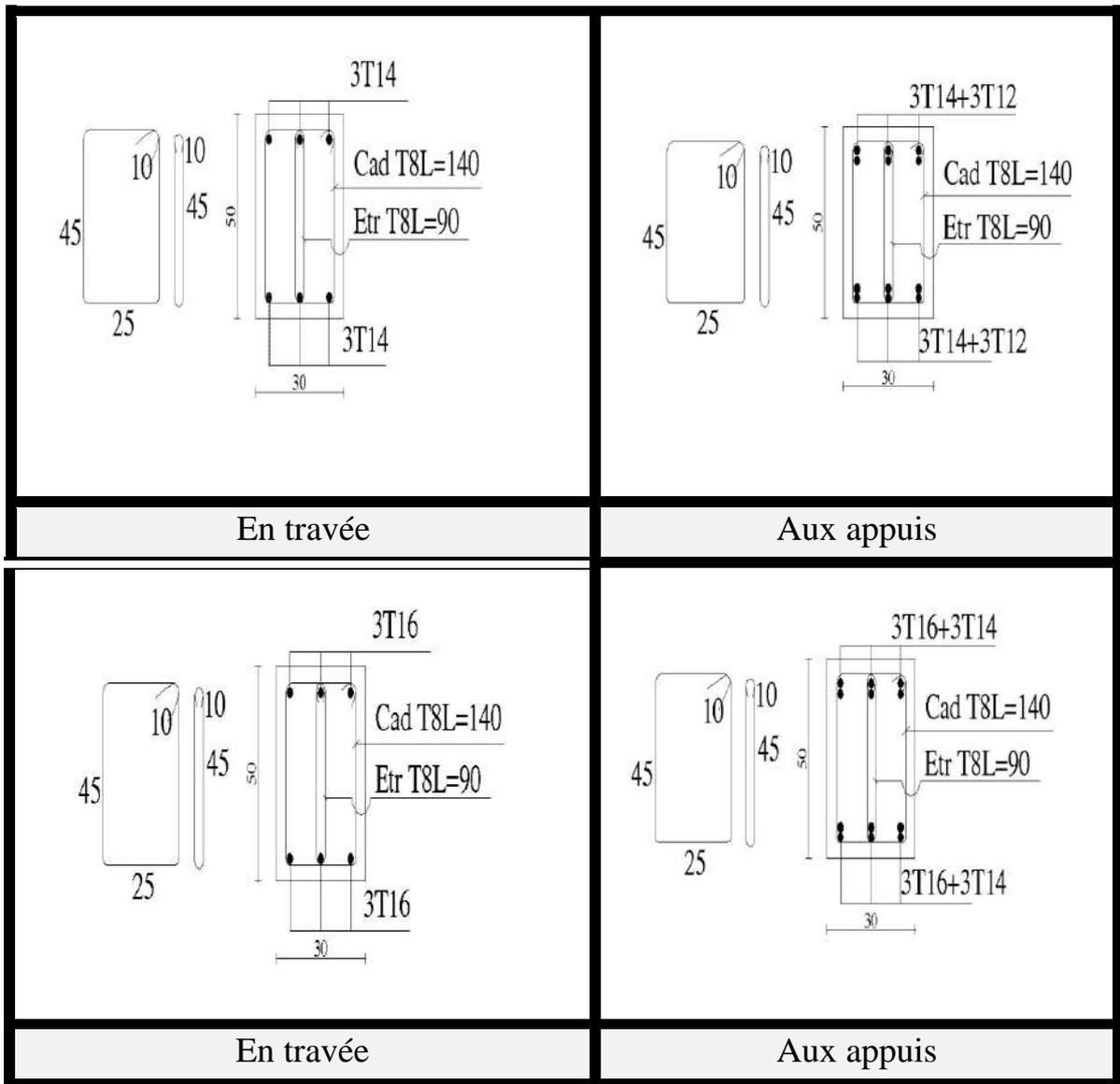
La vérification de la flèche est satisfaite. Alors, on adopte les dimensions prises au paravent.

➤ **Ferraillage des poutres principales**



**Figure V.2 : poutre principale (terrasse + étage).**

➤ **Ferraillage des poutres secondaires :**



**Figure V.3 :** poutre secondaire (terrasse+étage).

### V.3. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion déviée composée.

#### V.3.1. Détermination des armatures longitudinales :

##### a. Recommandations des règlements :

###### ❖ Selon le CBA :

$$A_{\ell} = \min \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ pour un mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_{\ell}}{B} \leq 5\% \text{ B : section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{B}{1000}$$

###### ❖ Selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.4.2.1] :

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et  $h'$ .

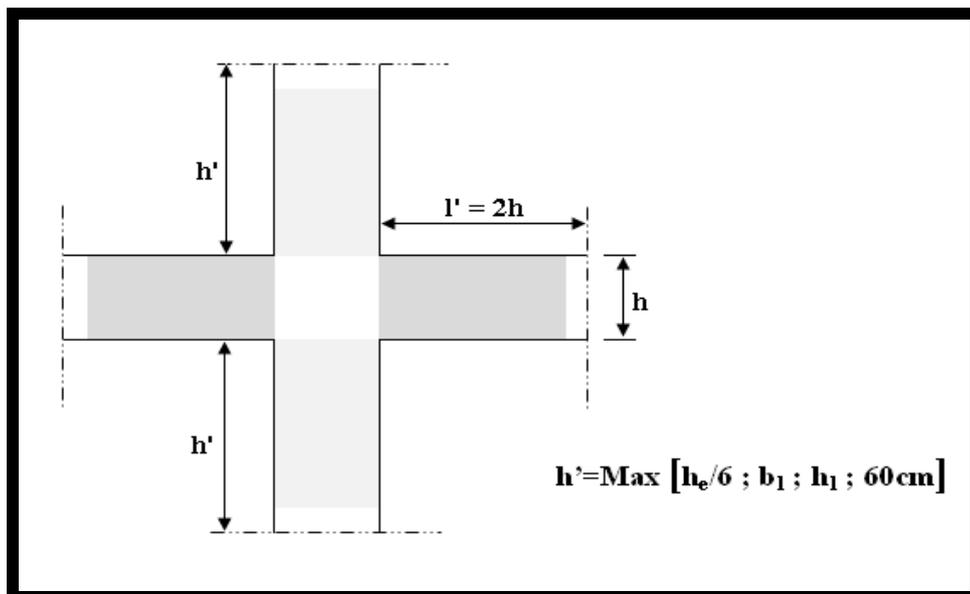


Figure V.4 : définition de la zone nodale dans les poteaux.

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$$0,9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 3\% : \text{En zone courante}$$

$$0,9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\% : \text{En zone de recouvrement.}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $50 \Phi$  en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
  - $h_e$  : la hauteur d'étage.

#### b. Sollicitations extrêmes de ferrailage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- 1<sup>er</sup> cas :  $(M_{\max} ; N_{\text{corr}})$ .
- 2<sup>eme</sup> cas :  $(N_{\max} ; M_{\text{corr}})$ .
- 3<sup>eme</sup> cas :  $(N_{\min} ; M_{\text{corr}})$ .

#### c. Etat limite de stabilité de forme :

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 :

$$M_u = N_u \cdot (e_1 + e_2 + e_a)$$

- $e_1$  : Excentricité du 1<sup>er</sup> ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- $e_2$  : Excentricités du 2<sup>eme</sup> ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3 L^2 f (2 + \alpha \cdot \phi)}{10000 \cdot h}$$

Avec :

✓  $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$  : généralement pour le béton

✓  $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$

✓  $L_f$  : longueur de flambement.

✓  $h$  : hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

➤  $e_a$  : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec  $\ell_0$  sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max} \left[ \frac{l_0(\text{cm})}{250}, 2 \text{ cm} \right]$$

#### d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

❖ Situation durable :

- Béton:  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ .
- Acier:  $\gamma_s = 1.15$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

❖ Situation accidentelle :

- Béton:  $\gamma_b = 1.15$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 18.5 \text{ MPa}$ .
- Acier:  $\gamma_s = 1$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ .

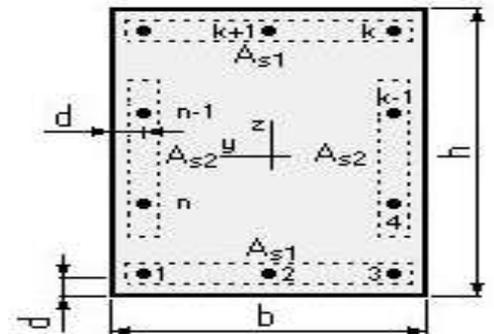
Avec :  $d \cong 0.9h$  et  $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.13 : Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux carrés.**

Niveaux	Cas	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	situation	As <sub>1</sub>	As <sub>2</sub>	sec	A <sub>min</sub> (RPA)	A <sub>chiosi</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>final</sub> (cm <sup>2</sup> )			
s.sol (50x50)	N <sub>max</sub> →M <sub>corr</sub>	2838.51	29.42	05.62	durab	2.5	1.5	SPC	22.5	22.5	8HA20=25.13			
	M <sub>max</sub> →N <sub>corr</sub>	-618.21	140.75	12.33	accid	3.5	0.5	SPC						
	N <sub>min</sub> →M <sub>corr</sub>	2727.79	75.87	00.39	accid	2.5	1.5	SPC						
RDC (50x50)	N <sub>max</sub> →M <sub>corr</sub>	2397.10	78.47	22.65	durab	2.5	1.5	SPC						
	M <sub>max</sub> →N <sub>corr</sub>	-417.08	222.95	29.15	accid	6.9	0.5	SPC						
	N <sub>min</sub> →M <sub>corr</sub>	1747.26	25.66	-11.40	accid	2.5	1.5	SPC						
1 (50x50)	N <sub>max</sub> →M <sub>corr</sub>	1970.25	80.12	29.63	durab	2.5	1.5	SPC						
	M <sub>max</sub> →N <sub>corr</sub>	-169.88	264.92	46.15	accid	11.6	1.2	SPC						
	N <sub>min</sub> →M <sub>corr</sub>	-990.64	08.13	46.15	accid	2.5	1.5	SPC						
2 (45x45)	N <sub>max</sub> →M <sub>corr</sub>	1553.40	65.36	26.60	durab	2.3	1.3	SPC	18.23	18.23	4HA20+4HA16 =20.61			
	M <sub>max</sub> →N <sub>corr</sub>	-09.68	194.11	38.57	accid	10.8	1.3	SPC						
	N <sub>min</sub> →M <sub>corr</sub>	-494.96	05.75	-08.05	accid	2.3	1.3	SPC						
3 (45x45)	N <sub>max</sub> →M <sub>corr</sub>	1151.89	78.38	34.68	durab	2.3	1.3	SPC						
	M <sub>max</sub> →N <sub>corr</sub>	46.61	195.76	43.80	accid	10.4	1.4	SPC						
	N <sub>min</sub> →M <sub>corr</sub>	-268.60	07.70	-10.25	accid	2.3	1.3	SPC						
4 (40x40)	N <sub>max</sub> →M <sub>corr</sub>	754.02	58.25	27.51	durab	2.0	1.2	SPC				14.40	14.40	8HA16=16.08
	M <sub>max</sub> →N <sub>corr</sub>	15.14	118.70	28.19	accid	7.3	1.0	SPC						
	N <sub>min</sub> →M <sub>corr</sub>	-230.76	21.13	06.02	accid	2.0	1.2	SPC						
5 (40x40)	N <sub>max</sub> →M <sub>corr</sub>	412.77	68.64	-50.04	durab	3.2	1.2	SPC						
	M <sub>max</sub> →N <sub>corr</sub>	260.73	31.42	141.54	accid	2.0	5.3	SPC						
	N <sub>min</sub> →M <sub>corr</sub>	-74.01	05.59	-07.39	accid	2.0	1.2	SPC						

- S.P.C : section partiellement comprimée.
- S.E.C : section entièrement comprimée.
- S.E.T : section entièrement tendue.



**e. Vérification des contraintes à l'ELS :**

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M<sub>ser</sub>, N<sub>ser</sub> selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

❖ Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G \cdot v_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \left[ \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G \cdot (v_1 - c')}{I'_G} \right]$$

❖ Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k \cdot y_1$$

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

Il faut vérifier :

❖ Pour la fissuration peu nuisible :  $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

❖ Pour la fissuration préjudiciable :  $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

et  $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202 \text{ MPa}$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.14:** vérification des armatures à ELS des poteaux.

Niveaux	Cas	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	situation	As <sub>1</sub>	As <sub>2</sub>	sec	σ <sub>b</sub>	σ <sub>s</sub>	véri
s.sol (50x50)	N <sub>max</sub> →M <sub>corr</sub>	2056.43	04.00	21.18	G+Q	2.5	1.5	SPC	9.00	132	OK
	M <sub>max</sub> →N <sub>corr</sub>	816.11	16.69	-00.54	G+Q	3.5	0.5	SPC	3.90	56.10	OK
	N <sub>mim</sub> →M <sub>corr</sub>	372.55	-15.22	-02.82	G+Q	2.5	1.5	SPC	2.20	31.20	OK
RDC (50x50)	N <sub>max</sub> →M <sub>corr</sub>	1737.28	16.21	56.53	G+Q	2.5	1.5	SPC	10.00	139.40	OK
	M <sub>max</sub> →N <sub>corr</sub>	637.44	47.95	05.48	G+Q	6.9	0.5	SPC	4.60	61.80	OK
	N <sub>mim</sub> →M <sub>corr</sub>	345.19	-31.94	-01.92	G+Q	2.5	1.5	SPC	2.90	38.20	OK
1 (50x50)	N <sub>max</sub> →M <sub>corr</sub>	1428.52	21.23	57.72	G+Q	2.5	1.5	SPC	9.00	124.90	OK
	M <sub>max</sub> →N <sub>corr</sub>	491.85	54.84	10.73	G+Q	11.6	1.2	SPC	4.30	56.40	OK
	N <sub>mim</sub> →M <sub>corr</sub>	300.71	-31.57	-01.12	G+Q	2.5	1.5	SPC	2.70	35.30	OK
2 (45x45)	N <sub>max</sub> →M <sub>corr</sub>	1126.99	19.08	47.09	G+Q	2.3	1.3	SPC	9.40	127.40	OK
	M <sub>max</sub> →N <sub>corr</sub>	358.96	44.73	10.99	G+Q	10.8	1.3	SPC	4.60	58.70	OK
	N <sub>mim</sub> →M <sub>corr</sub>	220.34	-26.27	-00.54	G+Q	2.3	1.3	SPC	2.90	36.50	OK
3 (45x45)	N <sub>max</sub> →M <sub>corr</sub>	2582.83	54.50	15.99	G+Q	2.3	1.3	SPC	9.00	118.20	OK
	M <sub>max</sub> →N <sub>corr</sub>	836.69	24.89	56.48	G+Q	10.4	1.4	SPC	8.00	105.40	OK
	N <sub>mim</sub> →M <sub>corr</sub>	166.35	-31.62	-00.89	G+Q	2.3	1.3	SPC	3.80	43.30	OK
4 (40x40)	N <sub>max</sub> →M <sub>corr</sub>	549.04	19.76	41.95	G+Q	2.0	1.2	SPC	9.00	113.30	OK
	M <sub>max</sub> →N <sub>corr</sub>	149.10	40.96	13.16	G+Q	7.3	1.0	SPC	7.00	75.40	OK
	N <sub>mim</sub> →M <sub>corr</sub>	209.80	-21.02	-08.95	G+Q	2.0	1.2	SPC	4.30	52.80	OK
5 (40x40)	N <sub>max</sub> →M <sub>corr</sub>	302.81	-36.20	49.96	G+Q	3.2	1.2	SPC	14.20	154.30	OK
	M <sub>max</sub> →N <sub>corr</sub>	276.53	24.05	53.83	G+Q	2.0	5.3	SPC	11.10	123	OK
	N <sub>mim</sub> →M <sub>corr</sub>	27.06	-35.72	01.49	G+Q	2.0	1.2	SPC	7.40	50.10	OK

**V.3.2. Détermination des armatures transversales :****a. Calcul de la contrainte de cisaillement  $\tau_u$  :**

La contrainte tangentielle  $\tau_u$  dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- $V_u$  : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- $b_0$  : la largeur de poteau.
- $d$  : la hauteur utile ( $d = h - c$ ).

**b. Contrainte tangente admissible  $\overline{\tau_u}$  :**

La contrainte tangente limite  $\overline{\tau_u}$  a pour valeur :

**❖ Selon le CBA93**

Armatures droites ( $\alpha = 90^\circ$ )

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4,32 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

**❖ Selon le RPA.99 version 2003 [2 : 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 :  $\lambda$  c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = \frac{\ell_f}{i} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{array} \right\} \text{ Pour une section carrée de coté "a" l'élanement a pour valeur :}$$

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{\ell_f}{a}$$

### c. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

**Tableau V.15 :** Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Section	situation	$V_u$ (kN)	$\tau_u$ (MP)	$\lambda$	$\rho_d$	$[\tau_u]$ RPA (MPa)	$[\tau_u]$ CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
(50x50)	accid	97	0.40	19.00	0.075	1.875	3.26	cv
(45x45)	accid	84	0.43	16.00	0.075	1.875	3.26	cv
(40x40)	accid	70	0.45	18.00	0.075	1.875	3.26	cv

### d. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

#### ❖ Selon le CBA93

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur  $\phi_t$  est donné par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell \right]$$

- $\phi_\ell$  : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.
- $A_t = n_t \cdot a_t$  : avec  $n_t$  est le nombre des barres transversales.
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3. \frac{N_u}{B. f_{c28}}$$

- $S_t \leq \text{Min} [0.9d, 40\text{cm}]$

et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot S_t \cdot T_u}{h_1 \cdot f_c}$$

❖  $T_u$ : effort tranchant de calcul.

❖  $h_1$ : hauteur de la section du poteau.

❖  $S_t$ : espacement des armatures transversales  $S_t \leq \begin{cases} 10 \text{ cm} & (\text{Z.N}) \\ \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\phi_\ell) & (\text{Z.C}) \end{cases}$

❖ Avec:  $\phi_1$ : diamètre minimale des armatures longitudinale du poteau.

❖  $\rho$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant  $\lambda_g$  l'élançement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \ell_f / a$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{array} \right.$$

- La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t / (S_t * b)$  en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3. \end{array} \right.$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum.

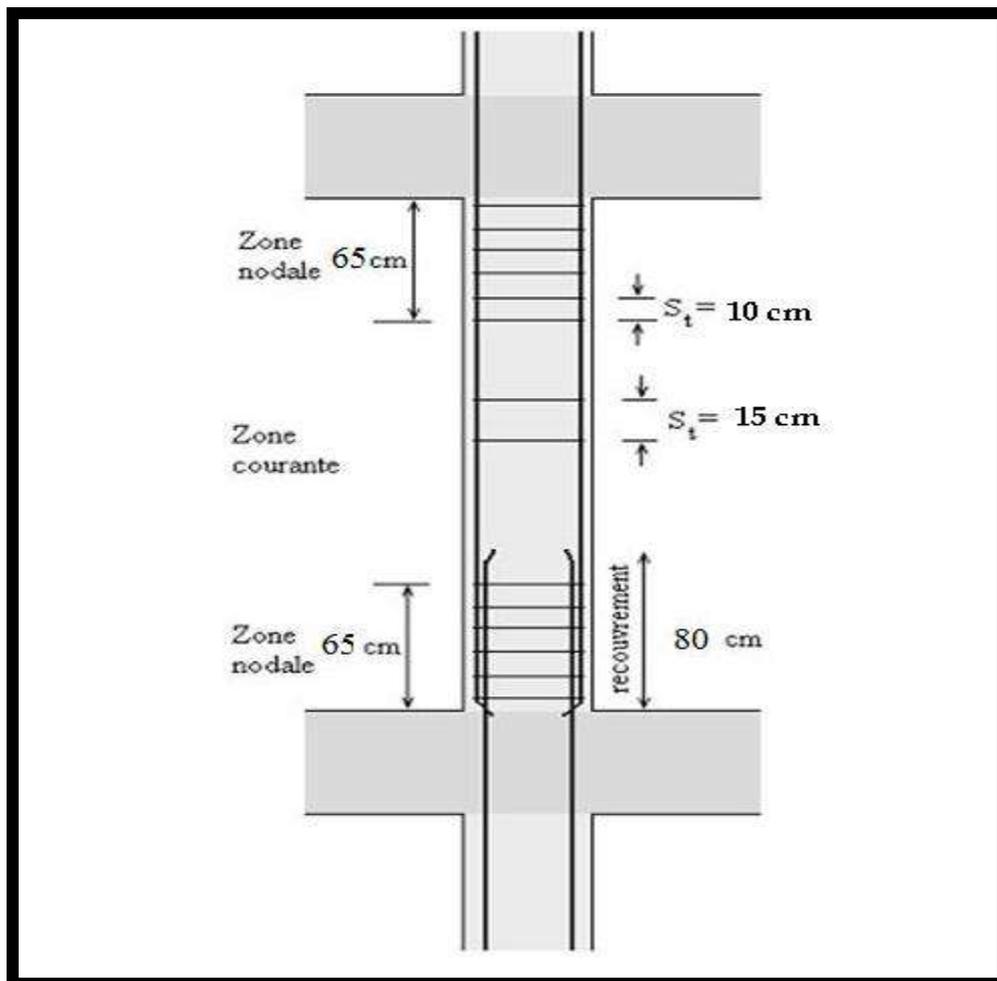
Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $c_{cheminées} > 12\text{cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

**Application des recommandations :**

Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : ( $f_e = 400\text{MPa}$ )

**Tableau V.16 :** les armatures transversales et leurs espacements.

section	$V_u$ (kN)	$\lambda_g$	$\rho$	Zone	$St_{calcul}$ (cm)	$St_{finale}$ (cm)	$A_{t\text{ cal}}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{t\text{ min}}$ (mm <sup>2</sup> )	choisi
(50x50)	97	5.7	2.5	zc	13	15	1.45	1.8	<b>4Ø8</b>
				zn	10	10	0.97	1.2	
(45x45)	84	4.76	3.75	zc	12	15	1.38	1.62	<b>4Ø8</b>
				zn	10	10	1.25	1.08	
(40x40)	70	5.35	2.5	zc	14	15	1.19	1.44	<b>4Ø8</b>



**Figure V.5 :** Disposition des armatures dans les poteaux.

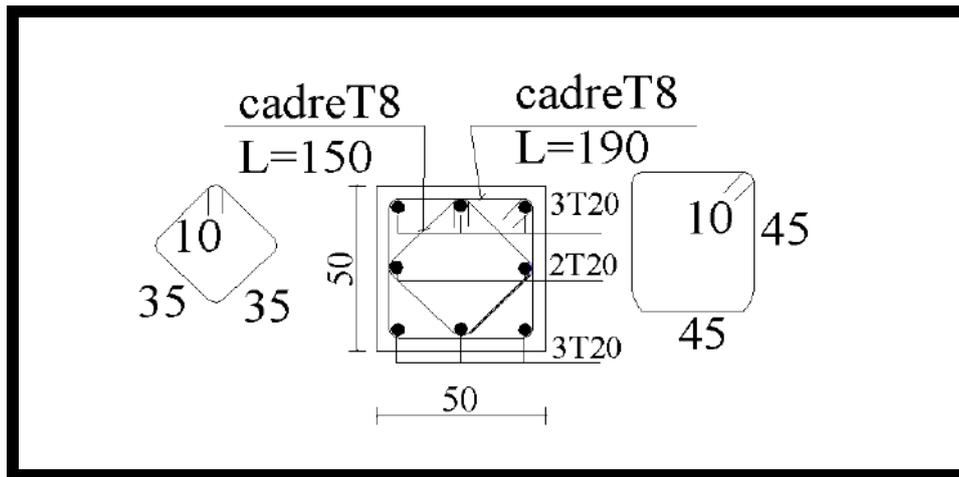


Figure V.6 : Ferrailage des poteaux (50×50).

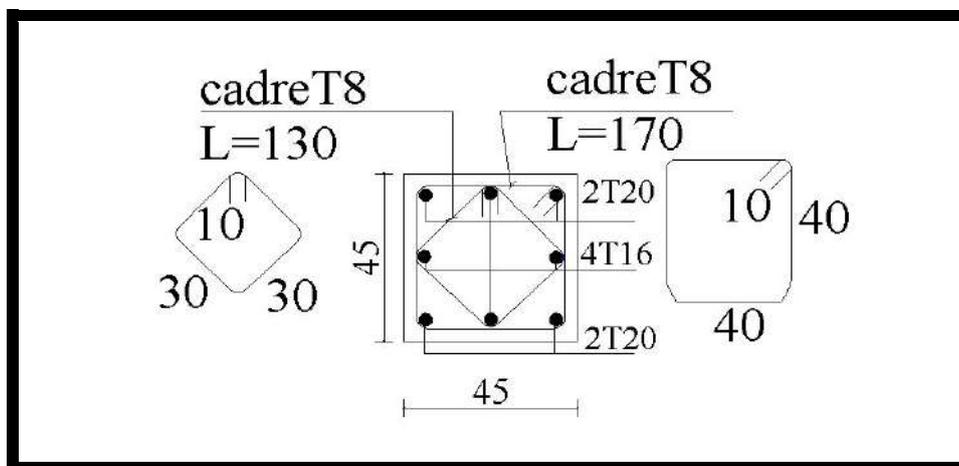


Figure V.7 : Ferrailage des poteaux (45×45).

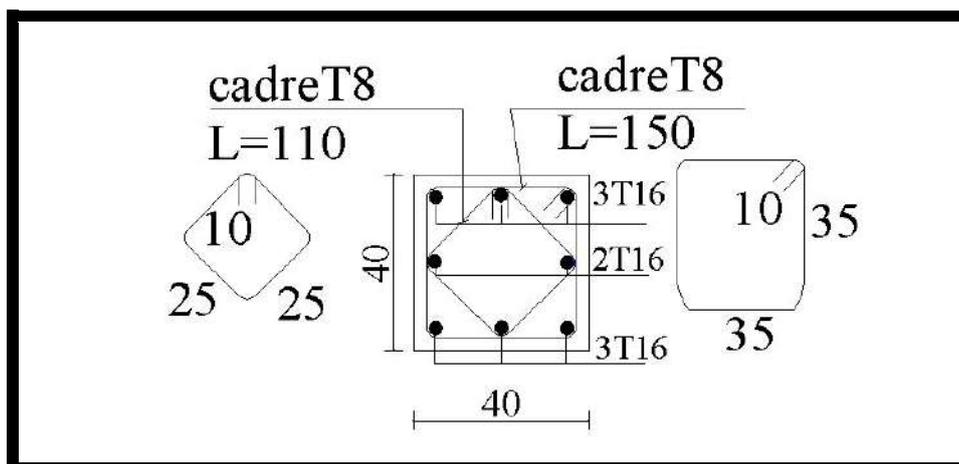


Figure V.8 : Ferrailage des poteaux (40×40).

**V.4. Ferrailage des voiles :****V.4.1. Les voiles pleins :**

Le ferrailage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

**V.4.2 Voiles avec files d'ouvertures :****a. Les trumeaux :**

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

**b. Les linteaux :**

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A<sub>l</sub> ".
- ✓ Des aciers transversaux " A<sub>t</sub> ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

**V.4.3. Méthode de calcul :**

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ<sub>1</sub> " et " σ<sub>2</sub> " calculées à partir des sollicitations (M, N).

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} v$$

S: section transversale du voile:  $S = a \cdot L$

I: moment d'inertie:  $I = \frac{a \cdot h^3}{12}$

L: la largeur du voile.

a: épaisseur du voile.

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

- a. Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signes contraires alors la section est partiellement comprimée (Fig. a).

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 \cdot L_t \cdot a}{2} \text{ (force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L \text{ (la longueur tendue)}$$

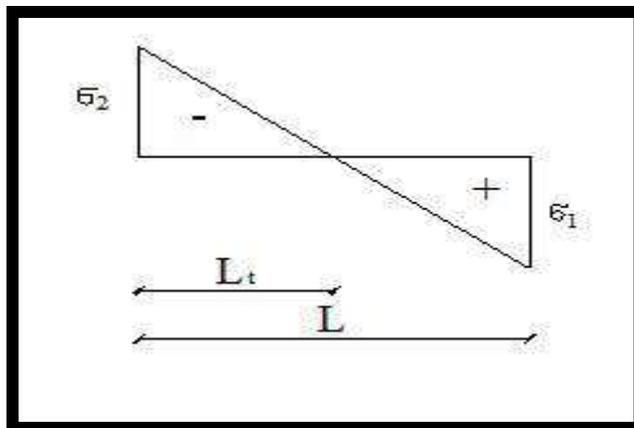
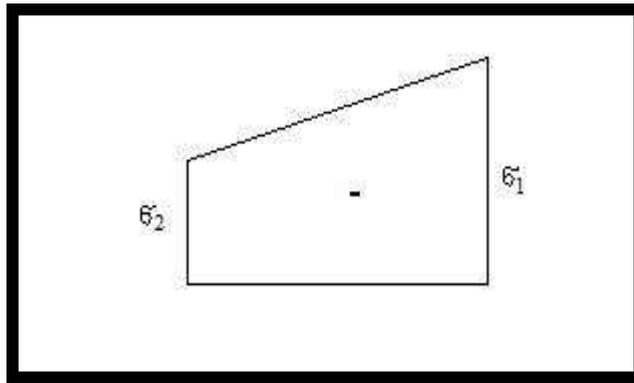


Figure V.9: Diagramme des contraintes (SPC).

- b. Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont négatives, alors la section est entièrement tendue (Fig. b), la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_v = \frac{\sigma \cdot a \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{F_t \cdot 11500}{f_e}$$

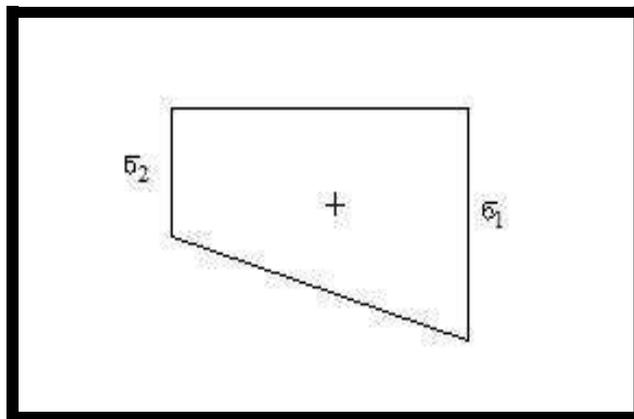
$$F_t = \left[ \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \right] \cdot L \cdot a$$



**Figure V.10** : Diagramme des contraintes (SET).

- c. Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont positives, alors la section est entièrement comprimée (Fig. c), la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement: [3]

$$A_{\min} = 0.15\%.a.L$$



**Figure V.11** : Diagramme des contraintes (SEC).

#### V.4.3.1. Recommandations réglementaires :

##### a. Armatures verticales :

L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

##### ❖ Selon le CBA 93:

- $0,1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue
- Condition de non fragilité

## ❖ Selon le RPA 99(V2003)

$A_{\text{ver}} = 0.2\% B_t$  dans la section tendue du voile.

$A_{\text{ver}} = 0.15\% B$  dans la section globale du voile.

$A_{\text{ver}} = 0.1\% B$  dans la section courante.

Avec :

- ✓ B: section du voile.
- ✓ a: épaisseur du voile.
- ✓  $\Phi_{\text{ver}}$ : diamètre vertical.

**b. Armatures horizontales :**

Le voile doit avoir des armatures horizontales ( $A_h$ ) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

## ❖ Selon le CBA 93

Diamètre minimal:  $\Phi_h \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \Phi_v \right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \min [0.9d; 40\text{cm}]$$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4 a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h^{0.9} f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$$\bar{\tau}_b = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right] : \text{ Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_b = \min \left[ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right] : \text{ Fissuration Préjudiciable.}$$

- ✓  $\tau_b$ : 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)

$$\Phi_h \leq \frac{1}{10} \cdot a$$

$$S_h \leq \frac{A \cdot h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min [1.5a ; 30\text{cm}]$$

**c. Armatures transversales :**

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F<sub>e</sub>E 235, elle sont perpendiculaires aux faces du refend, elle relie les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

**V.4.3.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux : (RPA 99 et CBA 93) :**

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- ✓ 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}[1.5a ; 30\text{cm}]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ \frac{S_v}{2} & \text{(zone d'extrémité) } \frac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

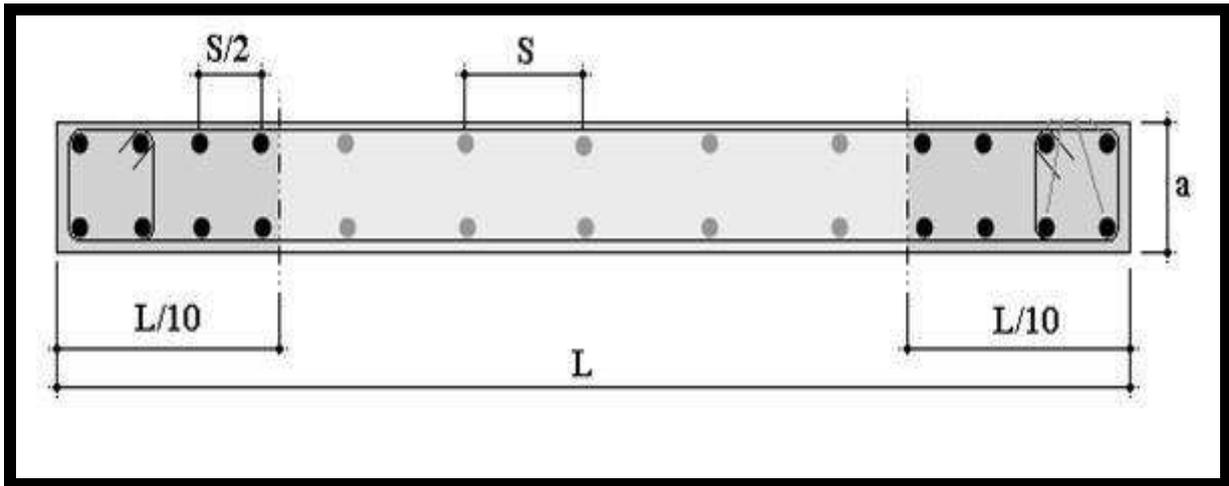


Figure V.12 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

a. les armateurs verticaux :

➤ Détermination des armatures de résistance :

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.17 : Calcul des armateurs verticaux.

niveau	voile	S	N	M	sit	type	$A_{cal}$	$A_{RPA_{min}}$	$A_{CBA_{min}}$	$S_v$	$A_{adop}$
s.sol	$V_x$	15x2.50	1678.60	3231.52	acc	S.P.C	33.40	7.50	3.75	15	2x (17HA12)
	$V_y$	15x2.50	1460.11	2977.92	acc	S.P.C	31.40	7.50	3.75	15	2x (17HA12)
RDC	$V_x$	15x2.50	1543.55	2843.71	acc	S.P.C	27.40	7.50	3.75	15	2x (17HA12)
	$V_y$	15x2.50	1123.54	2069.75	acc	S.P.C	21.20	7.50	3.75	15	2x (17HA10)
1	$V_x$	15x2.50	1408.83	1731.31	acc	S.E.C	21.20	7.50	3.75	15	2x (17HA10)
	$V_y$	15x2.50	1062.68	1003.42	acc	S.E.C	21.20	7.50	3.75	15	2x (17HA10)
2	$V_x$	15x2.50	1204.86	1321.60	acc	S.E.C	21.20	7.50	3.75	15	2x (17HA10)
	$V_y$	15x2.50	1009.28	773.00	acc	S.E.C	21.20	7.50	3.75	15	2x (17HA10)
3	$V_x$	15x2.50	895.74	699.69	acc	S.E.C	21.20	7.50	3.75	15	2x (17HA10)
	$V_y$	15x2.50	831.67	347.94	acc	S.E.C	21.20	7.50	3.75	15	2x (17HA10)
4	$V_x$	15x2.50	601.72	563.04	acc	S.E.C	21.20	7.50	3.75	15	2x (17HA10)
	$V_y$	15x2.50	573.17	324.50	acc	S.E.C	21.20	7.50	3.75	15	2x (17HA10)
5	$V_x$	15x2.50	263.94	276.21	acc	S.E.C	21.20	7.50	3.75	15	2x (17HA10)
	$V_y$	15x2.50	274.20	210.23	acc	S.E.C	21.20	7.50	3.75	15	2x (17HA10)

➤ **Vérification à E.L.S :**

Il faut vérifier :

- ❖ Pour la fissuration peu nuisible :  $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$
- ❖ Pour la fissuration préjudiciable:  $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$   
et  $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202\text{MPa}$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.18 :** Vérification des armatures a ELS des voiles.

niveau	voile	S	N	M	sit	$A_{adop}$	$\sigma_b$	$\sigma_s$	vérification
s.sol	$V_x$	15x250	768.53	105.70	G+Q	38.45	1.70	27.80	<b>cv</b>
	$V_y$	15x250	857.70	116.21	G+Q	38.45	1.90	31.10	<b>cv</b>
RDC	$V_x$	15x250	664.64	85.74	G+Q	38.48	1.40	24.30	<b>cv</b>
	$V_y$	15x250	474.77	137.10	G+Q	26.70	1.60	11.90	<b>cv</b>
1	$V_x$	15x250	555.24	50.00	G+Q	26.70	1.30	21.10	<b>cv</b>
	$V_y$	15x250	464.81	129.03	G+Q	26.70	1.50	11.90	<b>cv</b>
2	$V_x$	15x250	478.08	04.18	G+Q	26.70	00.90	20.70	<b>cv</b>
	$V_y$	15x250	570.21	153.11	G+Q	26.70	01.80	15.00	<b>cv</b>
3	$V_x$	15x250	366.37	18.48	G+Q	26.70	00.70	14.80	<b>cv</b>
	$V_y$	15x250	435.72	129.80	G+Q	26.70	01.50	10.70	<b>cv</b>
4	$V_x$	15x250	251.97	10.04	G+Q	26.70	00.50	10.40	<b>cv</b>
	$V_y$	15x250	305.14	125.18	G+Q	26.70	01.20	05.20	<b>cv</b>
5	$V_x$	15x250	115.58	126.26	G+Q	26.70	00.90	03.20	<b>cv</b>
	$V_y$	15x250	153.69	120.97	G+Q	26.70	00.90	01.20	<b>cv</b>

## b. Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau V.19 : Calcul des armateurs horizontaux.

niveau	voile	e	H	V <sub>u</sub>	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	vér	$\varnothing_h$	S <sub>h</sub>	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup>	choix
s.sol	V <sub>x</sub>	15	265	924.65	2.48	5	cv	10	15	7.95	2x (17HA10)
	V <sub>y</sub>	15	265	930.65	2.50	5	cv	10	15	7.95	2x (17HA10)
RDC	V <sub>x</sub>	15	353	945.63	2.55	5	cv	10	15	10.59	2x (17HA10)
	V <sub>y</sub>	15	353	771.13	2.08	5	cv	10	15	10.59	2x (17HA10)
1	V <sub>x</sub>	15	353	659.19	1.77	5	cv	8	15	10.59	2x (17HA10)
	V <sub>y</sub>	15	353	488.57	1.31	5	cv	8	15	10.59	2x (17HA10)
2	V <sub>x</sub>	15	353	572.25	1.54	5	cv	8	15	10.59	2x (17HA10)
	V <sub>y</sub>	15	353	484.96	1.31	5	cv	8	15	10.59	2x (17HA10)
3	V <sub>x</sub>	15	353	329.94	0.88	5	cv	8	15	10.59	2x (17HA10)
	V <sub>y</sub>	15	353	288.00	0.77	5	cv	8	15	10.59	2x (17HA10)
4	V <sub>x</sub>	15	353	268.00	0.72	5	cv	8	15	10.59	2x (17HA10)
	V <sub>y</sub>	15	353	239.36	0.64	5	cv	8	15	10.59	2x (17HA10)
5	V <sub>x</sub>	15	353	106.29	0.28	5	cv	8	15	10.59	2x (17HA10)
	V <sub>y</sub>	15	353	202.96	0.55	5	cv	8	15	10.59	2x (17HA10)

## c. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures

(épingles) dont le diamètre des armatures  $\varnothing_t$  est tel que  $\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_v}{3}$ ,  $\varnothing_v$  étant le diamètre

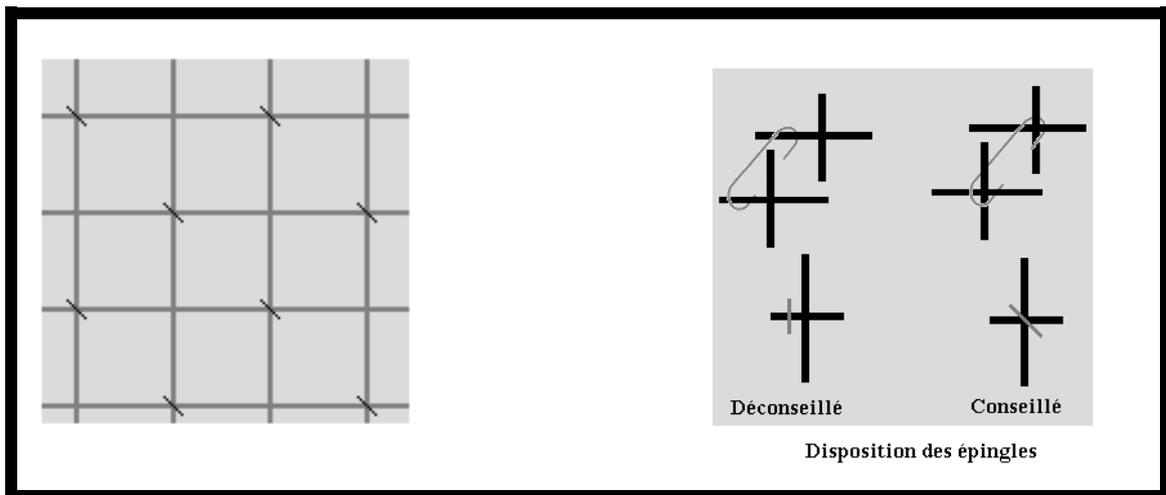
des armatures verticales maintenues par les épingles (tableau) :

Tableau V.20 : Diamètre des armateurs transversaux.

armatures longitudinales $\varnothing_v$	épingles $\varnothing_t$
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par  $m^2$  au moins.



**Figure V.13 :** Disposition des armateurs transversaux (épingles).

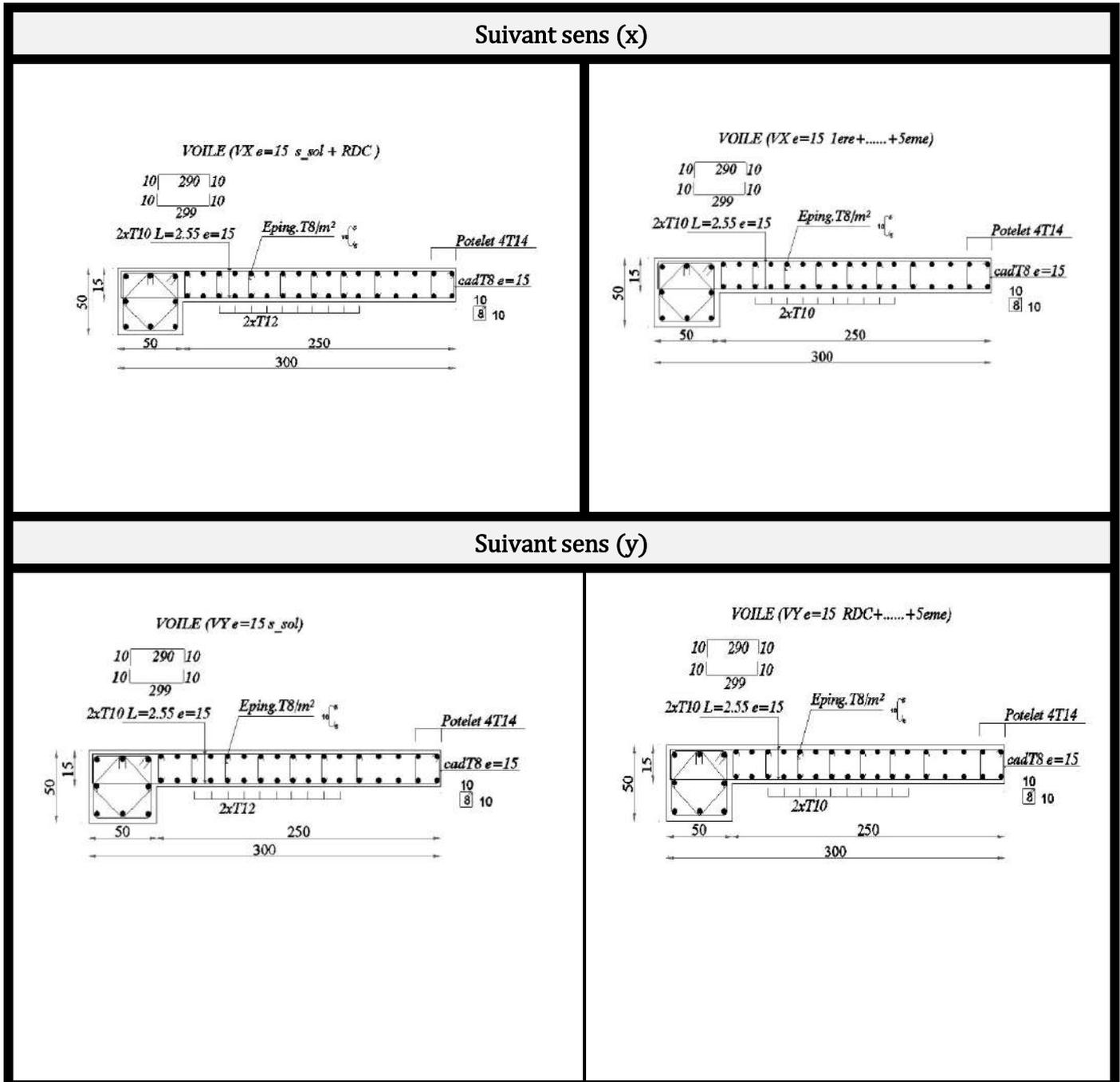


Figure V.14 : Ferraillage des voiles.

## ***VI. Etude de l'infrastructure :***

### ***VI.1. Introduction :***

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ❖ Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- ❖ Transmettre les charges et les surcharges au sol 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.

### ***VI.2. Importance de l'étude des fondations :***

Le sol étant l'élément de base d'une construction, l'étude des fondations est de première importance.

La connaissance du sol de fondation doit précéder toute étude de structure quelle qu'elle soit.

En effet, le sol est une donnée alors que la structure est à définir et pour une bonne partie, la conception de celle-ci sera fonction des caractéristiques du sol de fondation.

### ***VI.3. Elément de base à déterminer :***

Au premier stade de l'étude des fondations, l'ensemble des charges que l'on a à faire porter par le sol est indépendant du type de structure mais en fonction de la finalité de l'ouvrage. Aussi en même temps que l'on démarrera l'étude des sols on devra faire une descente de charges qui donnera un premier élément du problème sur les conditions futures du travail du sol et orientera le programme de reconnaissance.

L'importance des bâtiments très souvent ne justifie pas une approche du problème en deux étapes.

Il n'en demeure pas moins que l'on ne devra jamais projeter un bâtiment sans une bonne connaissance préalable du sol de fondation.

Lors de l'obtention des résultats de campagne de reconnaissance des sols, on fera la descente de charge en fonction de la charge de la structure choisie qui semble la plus adaptée au site.

#### ***VI.4. Choix du type de la fondation :***

Pour les fondations On distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc.....) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations entre les quelles on devra choisir en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous –jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations, dont la solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment.

Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction : d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

En toute correction, on devrait par des calculs poussés obtenir un ajustement des déformations de la structure avec celle du sol, elle –même fonction des sollicitations des efforts transmis par la structure.

#### ***Conclusion :***

De très nombreuses techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments. Il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment en projet) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

#### ***VI.6. Reconnaissance du lieu & 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, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

A une profondeur de 5.5m par rapport au terrain naturel le sol est une marne grisâtre, le rapport du sol donne les informations suivantes :

- ❖ Il s'agit d'un sol :
  - De moyenne à fort humidité et de faible à moyenne compacité.  
W%=17.71% ;
  - Moyennement plastique ;
  - Peu compressible et peu gonflant ;
  - Moyenne à faible cohésion  $c=0.37$  bars ;
- ❖ Le tassement total est de l'ordre de 2.10 cm ;
- ❖ Le PH est proche de la neutralité ;
- ❖ Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle ;
- ❖ Le taux de carbonates est moyen.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à  $\sigma_{sol} = 2.91$  bars avec un ancrage de **1.10m** sous le niveau du sous-sol -4.22.

### VI.7. Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation.
- ❖ La raison économique.
- ❖ La facilité de réalisation.
- ❖ La distance entre axes des poteaux.

### VI.8. Surface nécessaire pour édifier ce bâtiment :

On veut voir une idée générale sur la surface d'un radier général s'il est possible de le mettre ou non :

- ❖ Sa surface nécessaire est :

$$S_{néce} = \frac{N_{total}}{\sigma_{sol}} \dots \dots \dots (8.1)$$

Avec :

- $N_{total} = 9340.43$  kN
- $\sigma_{sol} = 2.91$  bars

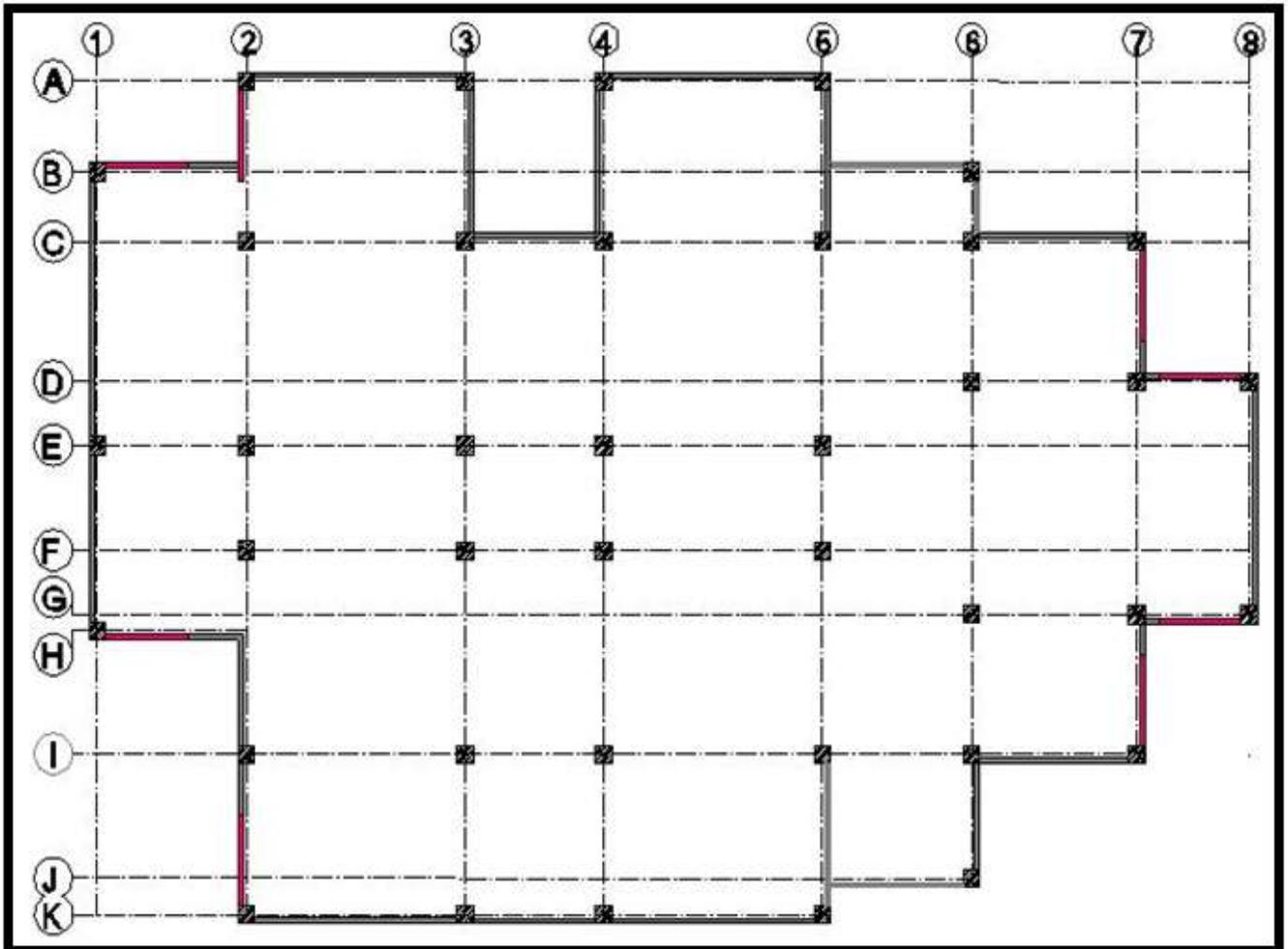
Donc : la surface nécessaire sera égale à 320.97m<sup>2</sup>

- ❖ le rapport entre cette surface dont on aura besoin et la surface du bâtiment vaut :

$$\frac{S_{néce}}{S_{bat}} = \frac{320.97}{652} = 0.49 = 49\%$$

Donc on n'a pas besoin de prévoir un radier général

- Semelles filantes sous voiles
- Semelles filantes sous poteaux

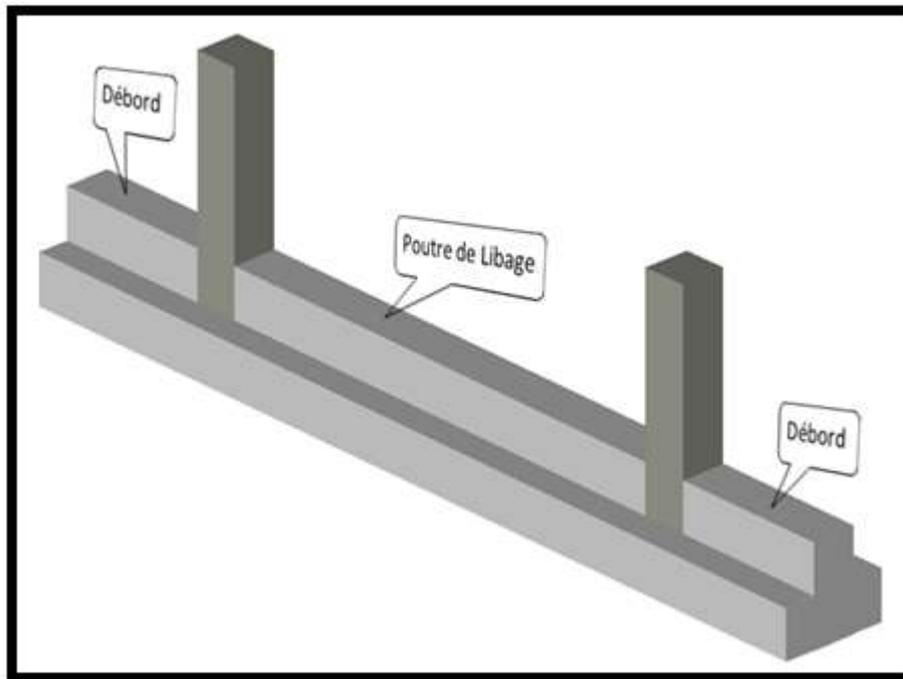


**Figure VI.1** : vue en plan des poteaux et voiles.

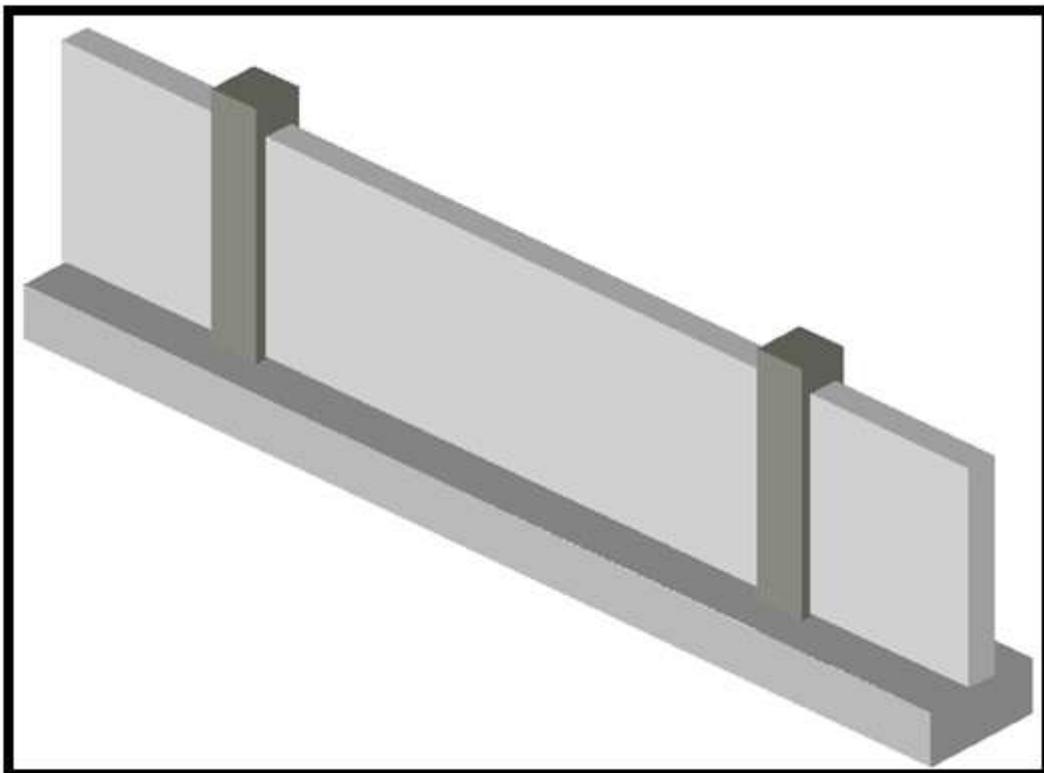
### VI.9. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- ❖ Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- ❖ Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- ❖ Bon enrobage des armatures.
- ❖ Non poinçonnement.



**Figure VI.2 :** Schémas d'une semelle filante sous poteaux.



**Figure VI.3 :** Schémas d'une semelle filante mur et poteaux.

Les chargements sur la structure concèdent des moments faibles à la base des poteaux- au niveau de leurs encastremements- et avec la présence des longrines qui absorbent un pourcentage important de ces moments, on les faillit pour la facilité du calcul. Touts les efforts normaux maximaux sont obtenus par la combinaison G+Q.

**A. Semelles filantes :**

**A.1. Dimensionnement :**

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \cdot \sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B - b}{4} \quad ; \quad h = d + e + \frac{\phi}{2} \dots \dots \dots (8.3)$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte le poids du remblai et le poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

▪ **Calcul le d'débord :**

D'débord, on va dimensionner la longueur du débord pour évaluer la longueur totale de la semelle.

La longueur du débord : On prendra D=0.60m.

• **Semelle filante de l'axe (K) :**

Efforts	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10	ΣNi
	650	758	778	825	0	0	0	0	0	0	3011
Semelle		19.10	1.30	0.30	25						155.1875
Remblai		19.10	1.30	1.10	18						491.634
Poteaux	4	0.5	0.5	1.10	25						27.5
Voiles P		15.9	0.15	1.10	25						65.5875
										Σ	3750.91
<b>SF K</b>	Contrainte sous semelle										<b>0.151</b>

• **Semelle filante de l'axe (1) :**

Efforts	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10	$\Sigma Ni$
	678	1267	590	0	0	0	0	0	0	0	2535
Semelle		11.61	1.30	0.30	25						94.33125
Remblai		11.61	1.30	1.10	18						298.8414
Poteaux	3	0.5	0.5	1.10	25						20.625
Voiles P		11.6	0.15	1.10	25						47.85
$\Sigma$											2996.68
<b>SF 1</b>	Contrainte sous semelle										<b>0.199</b>

• **Semelle filante de l'axe (2) :**

Efforts	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10	$\Sigma Ni$
	542	1643	1693	1465	841	650	0	0	0	0	6834
Semelle		24.60	1.60	0.30	25						295.2
Remblai		24.60	1.60	1.10	18						779.328
Poteaux	6	0.5	0.5	1.10	25						41.25
Voiles P		9.45	0.15	1.10	25						38.98125
$\Sigma$											7988.76
<b>SF 2</b>	Contrainte sous semelle										<b>0.203</b>

• **Semelle filante de l'axe (3,4) :**

Efforts	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10	$\Sigma Ni$
	760	1763	1787	1806	1750	778	0	0	0	0	8644
Semelle		24.60	2.00	0.40	25						492
Remblai		24.60	2.00	1.10	18						974.16
Poteaux	6	0.5	0.5	1.10	25						41.25
Voiles P		3.9	0.15	1.10	25						16.0875
$\Sigma$											10167.48
<b>SF 3,4</b>	Contrainte sous semelle										<b>0.207</b>

• **Semelle filante de l'axe (5) :**

Efforts	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10	$\Sigma Ni$
	954	2056	1818	1851	1832	826	0	0	0	0	9337
Semelle		24.60	2.15	0.40	25						528.9
Remblai		24.60	2.15	1.10	18						1047.222
Poteaux	6	0.5	0.5	1.10	25						41.25
Voiles P		7.8	0.15	1.10	25						32.175
$\Sigma$											10986.55
<b>SF 5</b>	Contrainte sous semelle										<b>0.208</b>

• **Semelle filante de l'axe (6) :**

Efforts	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10	$\Sigma Ni$
	727	965	1781	1988	1351	806	0	0	0	0	7618
Semelle		21.10	2.05	0.40	25						432.55
Remblai		21.10	2.05	1.10	18						856.449
Poteaux	6	0.5	0.5	1.10	25						41.25
Voiles P		4.3	0.15	1.10	25						17.7375
$\Sigma$											8965.99
<b>SF 6</b>	Contrainte sous semelle										<b>0.207</b>

• **Semelle filante de l'axe (7)**

Efforts	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10	$\Sigma Ni$
	415	816	767	526	0	0	0	0	0	0	2524
Semelle		15.80	1.10	0.30	25						108.625
Remblai		15.80	1.10	1.10	18						344.124
Poteaux	4	0.5	0.5	1.10	25						27.5
Voiles P		6.7	0.15	1.10	25						27.6375
$\Sigma$											3031.89
<b>SF 7</b>	Contrainte sous semelle										<b>0.174</b>

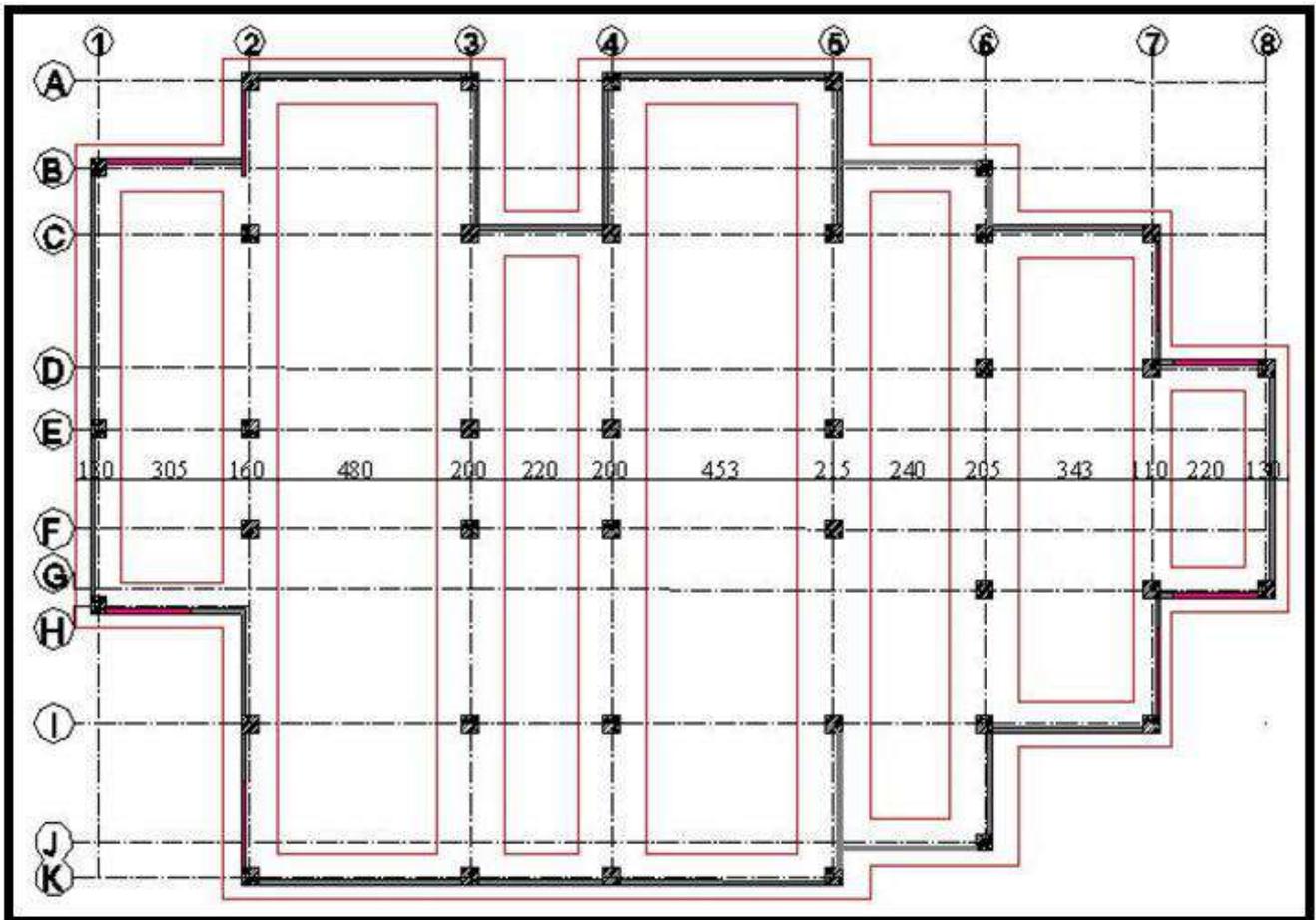


Figure VI.3 : La proposition finale des semelles.

**A.2. Ferrailage :**

- Le calcul de ferrailage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU.

- Les armatures principales-transversales- et les armatures de répartitions Avec ses espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

❖ Armatures principales :

$$A = \frac{N (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \& \quad Esp = \frac{100}{n} \dots \dots \dots (8.4)$$

Avec:

n: étant le nombre de barres

❖ Armatures de répartition :

$$Arép = \frac{A(cm^2) \cdot B(m)}{4} \quad ; \quad Esp = \frac{B - 2e - \phi}{(n - 1)}$$

Avec :

- $\sigma_s = 348\text{MPa}$  à l'ELU : en situation durable.
- $\sigma_s = 202\text{MPa}$  à l'ELS.

Les résultats de ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

### A.2.1. Armatures principales :

**Tableau VI.1 :** Armatures principales des semelles filantes.

	$N_u$ kN/mℓ	B cm	b cm	d cm	$A_u$ cm <sup>2</sup>	$A_{\text{finale}}$	Esp cm
SF (1,K)	1747	130	50	27	16.17	<b>13HA14</b>	10
SF 2	2335	160	50	37	21.69	<b>16HA14</b>	10
SF (3 ,4)	2400	200	50	37	30.40	<b>20HA14</b>	10
SF (5,6)	2500	215	50	37	32.21	<b>21HA14</b>	10
SF 7	1125	110	50	27	7.80	<b>7HA12</b>	15

Vérification a ELS :

**Tableau VI.2 :** Vérifications des contraintes des semelles filantes.

	$N_{\text{SER}}$ kN/mℓ	B cm	h cm	A Cm <sup>2</sup>	$\sigma_b$ MPA	$\sigma_s$ MPA	véf
SF (1,K)	1267	130	30	20.01	3.10	45.90	OK
SF 2	1693	160	40	24.63	2.50	37.50	OK
SF (3 ,4)	1806	200	40	30.79	2.10	32.00	OK
SF (5,6)	2056	215	40	32.33	2.30	33.90	OK
SF 7	816	110	30	7.92	2.40	35.50	OK

### A.2.2. Armatures de répartition :

**Tableau VI.3 :** Armatures de répartition des semelles filantes.

	$A_u$ cm <sup>2</sup>	$A_{\text{rep}}$ cm <sup>2</sup> /ml	Esp Cm	$A_{\text{rep final}}$ cm <sup>2</sup> /ml
SF (1,K)	20.01	5.00	15	<b>7HA12</b>
SF 2	24.63	6.07	15	<b>7HA12</b>
SF (3 ,4)	30.79	7.70	15	<b>7HA12</b>
SF (5,6)	32.33	8.08	10	<b>10HA12</b>
SF 7	7.92	1.98	15	<b>7HA10</b>

**B. Calcul de la poutre de libage :****B.1. Dimensionnement :**

La hauteur  $h$  de la poutre de libage doit satisfaire la condition suivante :

$$h \geq 3 \sqrt{\frac{48 \cdot l^4 \cdot K}{\pi^4 \cdot E}} = 135 \text{ cm}$$

Avec :

- $L=2.40\text{m}$  : la longueur de la poutre ;
- $K=0.04 \text{ MPa}$  : coefficient de raideur du sol ;
- $E=32164.2 \text{ MPa}$  : le module d'élasticité du béton.

Donc : on choisit  **$h=135 \text{ cm}$** .

Alors : on a des poutres de libage de ( **$50 \times 135$** )

**B.2. Evaluation des charges :**

- À l'ELU:

$$q_u = \frac{N1u + N2u}{l} = 975.29 \text{ kN/m.l}$$

- À l'ELS:

$$q_{ser} = \frac{N1ser + N2ser}{l} = 704.50 \text{ kN/m.l}$$

**VI.10. Calcul des moments :****a. Aux appuis :**

- À l'ELU:

$$M_a = -\frac{q_u \cdot l^2}{12} = \frac{975.29 \cdot 5.10^2}{12} = -2113.90 \text{ kN.m}$$

- À l'ELS:

$$M_a = -\frac{q_{ser} \cdot l^2}{12} = \frac{704.50 \cdot 5.10^2}{12} = -1527.03 \text{ kN.m}$$

**b. En travées :**

- À l'ELU:

$$M_t = \frac{q_u * \ell^2}{24} = \frac{975.29 * 5.10^2}{24} = 1056.76 \text{ kN.m}$$

- À l'ELS:

$$M_t = \frac{q_{ser} * \ell^2}{24} = \frac{704.50 * 5.10^2}{24} = 763.50 \text{ kN.m}$$

**VI.11. Calcul du ferrailage :****a. Armatures longitudinales :****a.1. Calcul à l'ELU de résistance :**

Les nervures travaillent en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9.h \quad \text{et} \quad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \text{ on a } \mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ et } A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

**Tableau VI.4 :** Calcul des armatures longitudinales de libage.

	Mu (kN.m)	d (cm)	$\mu$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	Choix
Travée	1056.76	121.5	0.095	0.951	24.80	<b>4HA20+4HA20=25.13</b>
Appui	-2113.90	121.5	0.190	0.894	49.12	<b>4HA20+8HA25=51.84</b>

**a.2. Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration préjudiciable, la vérification a été faite :

**Tableau VI.5 :** vérifications des armatures longitudinales de libage à l'ELS.

	$M_{ser}$	$A_{adop}$	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Travée	763.50	25.13	9.40	85	Oui	Oui
Appui	-1527.03	51.84	12.30	170	Oui	Oui

**b. Armatures de peau :**

Puisque la nervure atteint la hauteur de 100 cm le CBA93 engrave une plus les armatures longitudinales des armatures de peau d'au moins 3cm<sup>2</sup> posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

$A_p = 3 \cdot 1 = 3 \text{ cm}^2$ , donc on adopte  $2 \times (3T12) = 6.78 \text{ cm}^2$ .

**c. Armatures transversales :****c.1. Calcul de l'effort tranchant  $T_u$  :**

$$T_u = q_u \cdot \ell / 2 = 975.29 \cdot 0.5 = 487.65 \text{ kN.}$$

**c.2. Calcul de la contrainte de cisaillement  $\tau_u$  :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{487.65 \cdot 10^3}{500 \cdot 1215} = 0.80 \text{ MPa} < [\tau] = 2.50 \text{ MPa}$$

En appliquant même formules qu'on a vu dans le chapitre précédent-§armatures transversales- pour une fissuration préjudiciable les armatures transversales sont :

**Zone nodale :**

- Sa longueur  $\ell_{\text{nodal}} = 100 \text{ cm}$  ;
- $A_t = 4\text{HA}10$ ;
- $S_t = 10\text{cm}$ .

**Zone courante :**

- $A_t = 4\text{HA}10$  ;
- $S_t = 20\text{cm}$ .

**VI.12. Vérification au non poinçonnement :**

D'après les règles CBA93, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le poteau le plus sollicité. Dans notre cas, le poteau le plus sollicité.

On doit vérifier :

$$N_u \leq 0,045 \mu_x \cdot F_{c28} \frac{h_{\text{ner}}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\mu_x$ : 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).

$$\mu_x = 2(2b + 2h)$$

$b$  : Dimensions de poteau.

$$\mu_x = 2(2 \times 0,5 + 2 \times 1.35) = 7.4 \text{ m}$$

$$0,045 \mu x. f_{c28} \frac{h_{ner}}{\gamma_b} = 0,045 \times 7.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 = 7492.5 \text{ KN}$$

$$N = 2500 \text{ KN}$$

$$2500 \text{ KN} \leq 7492.50 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

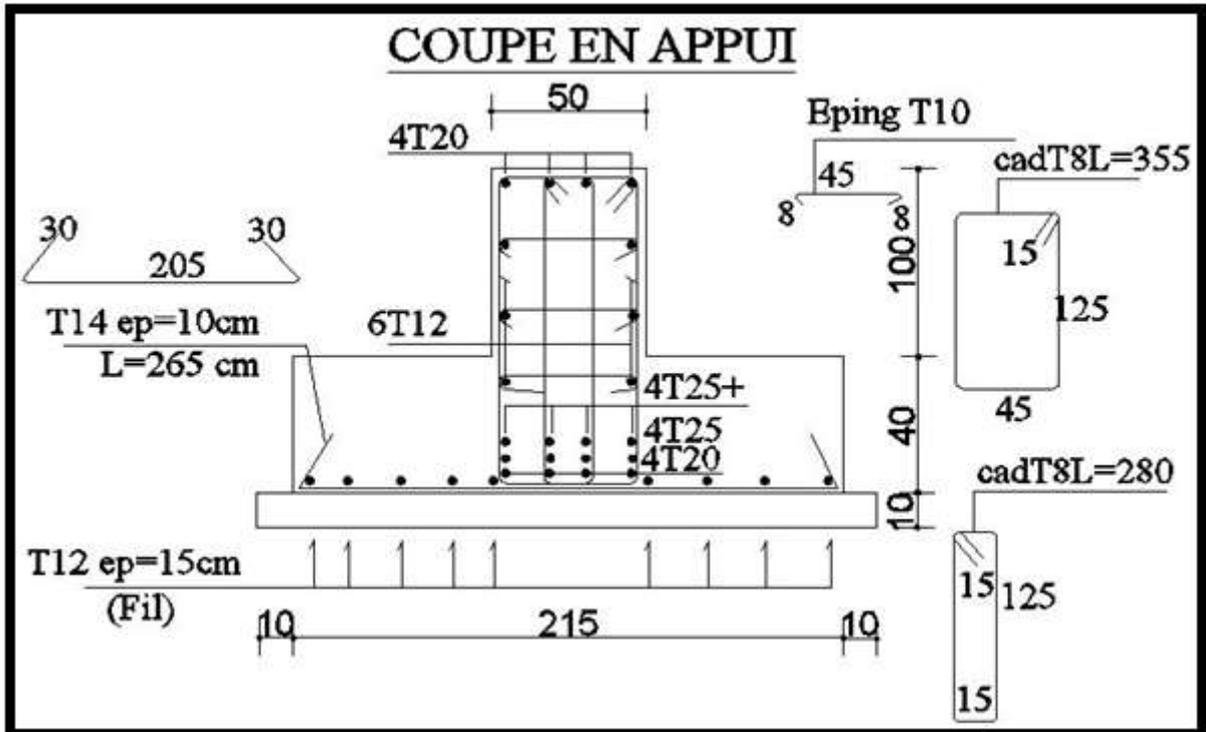


Figure VI.4 : Libage aux appuis

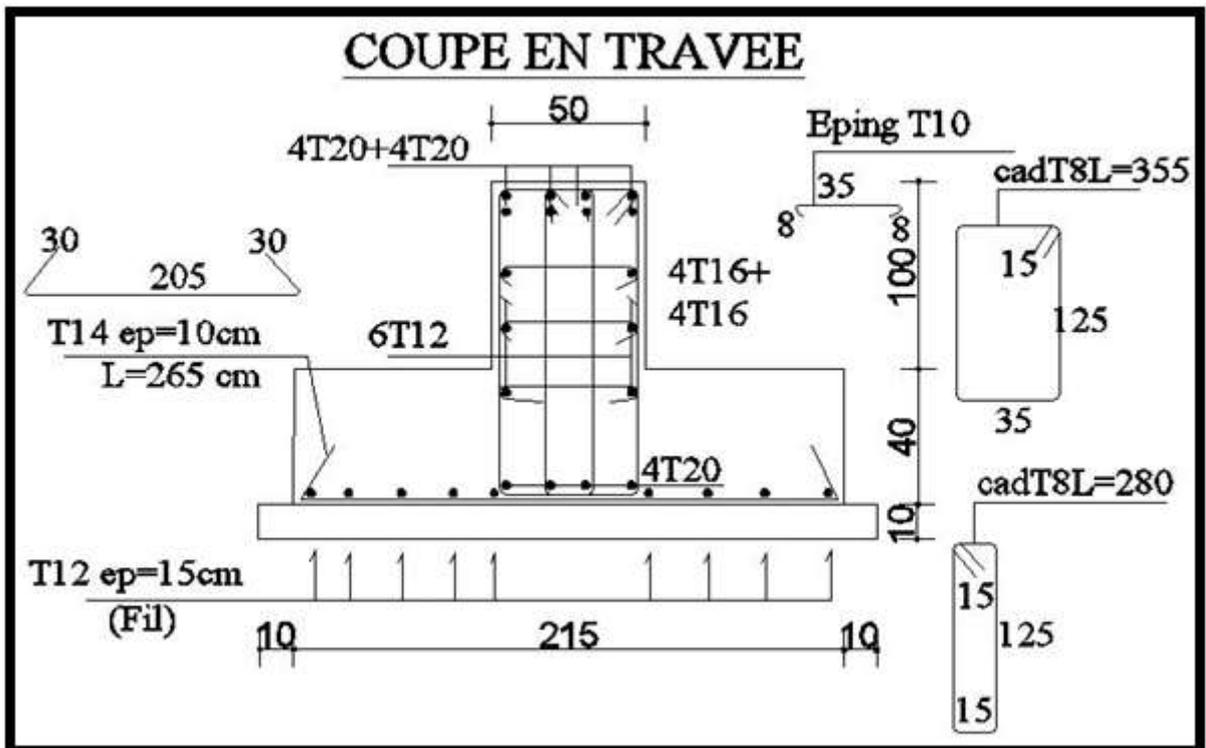


Figure VI.5 : Libage en travée.

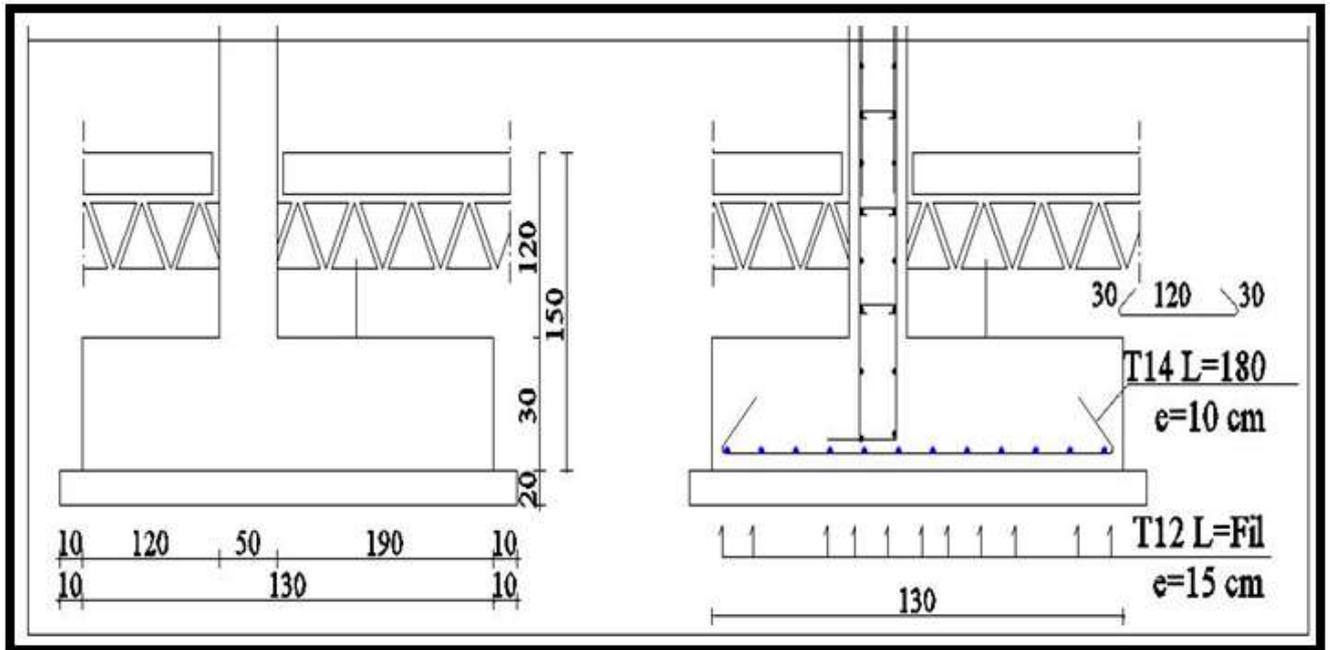


Figure VI.6 : Semelle filante sous voile.

---

# Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir: l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

---