



République Algérienne Démocratique et populaire  
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique  
Université A. MIRA -Bejaïa-

Faculté de Technologie  
Département Génie civil

## *Projet de Fin d'étude*

Pour l'obtention du diplôme de master en Génie civil  
Option : structures

### Thème

*Etude d'un bâtiment (R+8+ Deux Entre Sol) à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (Voiles-Portiques)*

Présenté par :

*KACHEBI Nabil & MAKHLOUFI Fares*

Encadre par :

M<sup>r</sup> M. Bouzeroura

Membre de jury :

M<sup>r</sup> Lilouch

M<sup>r</sup> Slimanou

*Année universitaire 2020/2021*

# *Remerciements*

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

*Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous  
avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant  
toutes nos études.*

*A M<sup>re</sup>. M. Bouzeroura : notre promoteur, pour avoir accepté de  
nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de  
ce mémoire.*



*- Nabil & Fares -*

# *Dédicace*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail*

*A mes très chers parents qui ont consacré toute leurs vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur*

*A .M<sup>er</sup>.Meziani qui nous a beaucoup aider*

*A Nawel halima*

*A tous mes amis et mes proches*

 *Nabil-*

# *Dédicace*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail*

*A mes très chers parents qui ont consacré toute leurs vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur*

*Bureau d'étude « BAHLOUL . B »*

*Ecole de formation lydi cad*

*A chizana*

*A tous mes amis et mes proches*

 *- Fares -*

# *Sommaire*

# *Sommaire*

---

Remerciements	
Dédicace	
Sommaire	
Symboles et notation	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
<b>Introduction Générale .....</b>	<b>1</b>

## **Chapitre I**

### **Présentation du projet**

Introduction .....	4
I.1. Présentation de l'ouvrage .....	4
I.2. Caractéristiques géométriques .....	4
I.3. Données géotechnique du site .....	4
I.4. Caractéristiques structurales .....	6
I.4.1. Ossature et système de contreventement .....	6
I.4.2. Les planchers .....	6
I.4.3. La maçonnerie .....	6
I.4.4. L'acrotère .....	6
I.4.5. Les balcons .....	6
I.4.6. L'ascenseur .....	6
I.4.7. Les escaliers .....	6
I.4.8. Etats limites .....	7
I.4.9. Actions et combinaison d'actions .....	7
I.5. Caractéristique des matériaux .....	8
I.5.1. Le béton .....	8
I.5.1.1. Résistance caractéristique .....	8
I.5.1.2. Contraintes limites du béton .....	8

## *Sommaire*

---

I.5.1.3. Module de déformation longitudinale du béton .....	8
I.5.1.4. Diagramme déformation-contrainte du béton .....	9
I.5.1.5. Coefficient de poisson .....	9
I.5.2. Les aciers .....	9
I.5.2.1. Résistance caractéristique de l'acier .....	10
I.6. Règlements et normes utilisées .....	11
Conclusion .....	11

## **Chapitre II**

### **Pré-dimensionnement des éléments**

Introduction .....	13
II.1. Pré dimensionnement des éléments .....	13
II.1.1. Planchers .....	13
II.1.2. Planchers à corps creux .....	13
II.1.3. Les planchers à dalle pleine .....	15
II.1.3.1. Types de dalles pleines .....	15
II.1.4. Les poutres .....	16
II.1.5. Les voiles .....	18
II.1.6. Les poutrelles .....	18
II.1.7. Les escaliers .....	19
II.1.8. Ascenseur .....	22
II.1.9. L'acrotère .....	23
II.2. Evaluation des charges et des surcharges .....	23
II.2.1. Plancher à corps creux .....	23
II.2.2. Plancher courant en dalle pleine .....	25
II.2.3. Les escaliers .....	27
II.2.4. Les murs extérieur et intérieurs .....	28
II.3. Pré-dimensionnement des poteaux .....	29

## *Sommaire*

---

II.4. Descente de charge .....	29
II.4.1. La loi de dégression .....	30
II.5. Vérification des poteaux .....	39
II.5.1. Vérification à la compression simple .....	39
II.5.2. Vérification au flambement .....	40
Conclusion .....	42

### **Chapitre III**

#### **Etude des éléments secondaire**

Introduction .....	44
III.1. Calcul des planchers .....	44
III.1.1. Plancher à corps creux .....	44
III.1.1.1. Poutrelles .....	44
III.1.1.2. Différents types de poutrelles .....	49
III.1.1.3. Calcul des sollicitations dans la poutrelle Type 4 (Tous les étages) .....	50
III.1.1.4. Les efforts tranchants .....	51
III.1.1.5. Ferrailage des poutrelles .....	54
III.1.1.6. Calcul des sollicitations dans la poutrelle Type 4 Etage commerce .....	65
III.1.1.7. Schéma de ferrailage .....	74
III.1.2. Étude de la dalle de compression .....	75
III.1.2.1. Calcul des dalles pleines .....	75
III.1.3. Schéma de ferrailage .....	78
III.1.4. Panneau de la dalle sur 2 appuis .....	78
III.1.4.1. Moments et efforts tranchants .....	78
III.1.4.2. État limite de déformation .....	82
III.1.4.3. Schéma de ferrailage .....	83
III.1.5. Panneau de la dalle sur 3 appuis (Balcon) .....	83
III.1.5.1. Calcul des sollicitations .....	83

## *Sommaire*

---

III.1.6. Les vérifications nécessaires .....	84
III.1.7. État limite de déformation .....	87
III.1.8. Schéma de ferrailage .....	88
III.1.9. Panneau de la dalle sur 4 appuis : dalle de l'ascenseur.....	88
III.1.9.1. Calcul des sollicitations .....	88
III.1.9.2. Ferrailage .....	89
III.1.9.3. Les vérifications nécessaires .....	89
III.1.9.4. État limite de déformation .....	92
III.1.9.5. Schéma de ferrailage .....	92
III.2. Calcul de la poutre de chainages .....	93
III.2.1. Calcul des sollicitations .....	93
III.2.2. Le ferrailage à l'ELU .....	94
III.2.2.1. Armatures longitudinales .....	94
III.2.3. Les vérifications nécessaires .....	94
III.2.4. Évaluation de la flèche .....	95
III.2.5. Schéma de ferrailage .....	96
III.3. Etude de l'ascenseur .....	96
III.3.1. Etude de la dalle d'ascenseur .....	97
III.3.2. Ferrailage .....	99
III.3.3. Choix des barres .....	99
III.3.4. Vérification à l'ELU .....	99
III.3.5. Vérification à l'ELS.....	100
III.3.6. Vérification de la flèche .....	101
III.3.7. Schéma de ferrailage .....	101
III.4. Etude de l'acrotère .....	102
III.4.1. Evaluation des charges .....	102
III.4.2. Calcul des sollicitations .....	103

## *Sommaire*

---

III.4.3.	Calcul de l'excentricité à l'ELU .....	103
III.4.4.	Ferraillage de la section .....	104
III.4.5.	Vérification à l'ELU .....	105
III.4.6.	Vérification à l'ELS .....	105
III.4.7.	Calcul de l'excentricité .....	106
III.4.8.	Schéma de ferraillage .....	106
III.5.	Etude des escaliers .....	107
III.5.1.	Calcul de l'escalier Type 1 (étages courants) .....	107
III.5.1.1.	Calcul a EL .....	107
III.5.1.2.	Vérification à l'ELU .....	110
III.5.1.3.	Vérification à l'ELS .....	111
III.5.1.4.	Vérification de l'état limite de déformation .....	111
III.5.1.5.	Schéma de ferraillage .....	113
III.5.2.	Calcule pour les autre type d'escalier .....	113
III.5.2.1.	Escalier de RDC .....	113
III.5.2.2.	Escalier de Entre-sol 02 .....	115
III.5.2.3.	Calcule de palier volée .....	116
III.5.2.4.	Escalier entrée de RDC .....	117
III.6.	Etude de la poutre palière .....	118
III.6.1.1.	Les sollicitations de la poutre palière .....	118
III.6.1.2.	Calcul de la section d'armature à la flexion simple .....	118
III.6.1.3.	Les vérifications nécessaires .....	119
III.6.1.4.	Calcul de la section d'armature à la torsion .....	119
III.6.1.5.	Vérification à l'ELS .....	121
III.6.1.6.	Evaluation de la flèche .....	121
III.6.1.7.	Schéma de ferraillage .....	121
III.7.	Etude de la poutre brisée .....	122

## *Sommaire*

---

III.7.1.1. Calcul à la flexion simple .....	122
III.7.1.2. Les vérifications nécessaires .....	123
III.7.1.3. Schéma de ferrailage de la poutre brisée .....	125

### **Chapitre IV**

#### **Etude dynamique**

Introduction .....	127
IV.1. Le choix de la méthode de calcul .....	127
IV.1.1. La Méthode statique équivalente .....	127
IV.1.2. La Méthode dynamique .....	127
IV.2. La présentation de la méthode modale spectrale .....	127
IV.3. Interprétation des résultats des Résultats obtenus .....	131
IV.3.1. La disposition des voiles de contreventement .....	131
IV.3.2. Les périodes de vibration et le taux de participation des massesmodales .....	132
IV.4. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences duRPA99/2003 .....	134
IV.4.1. Vérification de l'effort normal réduit .....	135
Conclusion .....	140

### **Chapitre V**

#### **Etude des éléments structuraux**

Introduction .....	142
V.1. Etude des poteaux .....	142
V.1.1. Calcul du ferrailage .....	144
V.2. Étude des poutres .....	150
V.2.1. Vérification des zones nodales .....	158
V.3. Les poteaux .....	158
V.4. Les voiles .....	159
V.4.1. Calcul du ferrailage .....	161

# *Sommaire*

---

## **Chapitre VI**

### Etude de l'infrastructure

Introduction .....	165
VI.1. Choix de type des fondations .....	165
VI.2. Vérification de la semelle isolée .....	165
VI.3. Vérification de la semelle filante .....	166
VI.4. Vérification du radier général .....	167
VI.4.1. Dimensionnement .....	167
VI.4.2. Les vérifications .....	168
VI.4.3. Ferrailage du radier .....	170
VI.4.4. Ferrailage des nervures .....	173
VI.5. Etude du mur adossé .....	179
<b>Conclusion Générale .....</b>	<b>184</b>
Bibliographie	
Rapport de sol	
Annexes	
Plan de la structure	

## *Symboles et notation*

---

### *Symboles et notation*

<b>Symboles</b>	<b>Notations</b>
<b>A</b>	Coefficient d'accélération de zone.
<b>c</b>	Cohésion du sol
<b>G</b>	Charges permanentes.
<b>H</b>	Hauteur.
<b><math>\Delta f</math></b>	Fleche totale
<b><math>\Delta f_{adm}</math></b>	Fleche admissible
<b><math>a</math></b>	Coefficient de la fibre neutre
<b>A, A<sub>ser</sub></b>	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
<b>A<sub>t</sub></b>	Section d'un cours d'armature transversale.
<b>B</b>	Aire d'une section de béton
<b>B<sub>r</sub></b>	Section réduite
<b>D</b>	Facteur d'amplification dynamique
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinale
<b>ELS</b>	Etat limite de service.
<b>ELU</b>	Etat limite ultime.
<b>E<sub>i</sub></b>	Module de Yong instantané
<b>E<sub>s</sub></b>	Module d'élasticité de l'acier
<b>E<sub>v</sub></b>	Module de Yong différé.
<b>b</b>	La largeur en générale.
<b>f<sub>bu</sub></b>	Contrainte de compression du béton.
<b>f<sub>c28</sub></b>	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.

## *Symboles et notation*

<b><i>f<sub>e</sub></i></b>	Limite d'élasticité de l'acier.
<b><i>f<sub>gi</sub></i></b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes
<b><i>f<sub>gv</sub></i></b>	Flèche différée due aux charges permanentes.
<b><i>f<sub>ji</sub></i></b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
<b><i>f<sub>qi</sub></i></b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<b><i>f<sub>t28</sub></i></b>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
<b><i>h<sub>cc</sub></i></b>	Hauteur du corps creux
<b><i>h<sub>dc</sub></i></b>	Hauteur de la dalle de compression
<b><i>h<sub>e</sub></i></b>	Hauteur libre d'étage.
<b><i>h<sub>r</sub></i></b>	Hauteur de la dalle du radier.
<b><i>h<sub>t</sub></i></b>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
<b><i>I</i></b>	Moment d'inertie
<b><i>I<sub>f</sub></i></b>	Moment d'inertie fissuré
<b><i>Q</i></b>	Charge d'exploitation / facteur de qualité
<b><i>L</i></b>	Portée d'un élément.
<b><i>L<sub>max</sub></i></b>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<b><i>L<sub>x</sub></i></b>	Distance entre de deux poutrelles
<b><i>L<sub>y</sub></i></b>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
<b><i>M</i></b>	Moment en générale.
<b><i>M<sub>a</sub></i></b>	Moment en appui.
<b><i>M<sub>t</sub></i></b>	Moment en travée.
<b><i>M<sub>0</sub></i></b>	Moment isostatique
<b><i>N</i></b>	Effort normal

## *Symboles et notation*

<b><i>n</i></b>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<b><i>R</i></b>	Coefficient de comportement global.
<b><i>S</i></b>	Section d'un élément.
<b><i>Srad</i></b>	Surface du radier.
<b><i>St</i></b>	Espacement des armatures.
<b><i>T1, T2</i></b>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
<b><i>V</i></b>	Effort tranchant
<b><i>W</i></b>	Poids de la structure.
<b><i><math>\sigma_{bc}</math></i></b>	Contrainte de compression du béton.
<b><i><math>\sigma_{st}</math></i></b>	Contrainte de traction dans l'acier.
<b><i>b</i></b>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<b><i>w</i></b>	Pois volumique de l'eau.
<b><i>s</i></b>	Coefficient de sécurité concernant l'acier
<b><i><math>\sigma_{adm}</math></i></b>	Contrainte admissible.
<b><i>r</i></b>	Contrainte de cisaillement
<b><math>\xi</math></b>	Pourcentage d'amortissement critique.
<b><i>CT</i></b>	Coefficient qui dépend du système de contreventement
<b>Q</b>	Coefficient de pondération
<b><math>\lambda_i</math></b>	Coefficient instantané
<b><math>\lambda_v</math></b>	Coefficient différé.

## *Liste des tableaux*

---

### *Liste des tableaux*

#### **CHAPITRE I : Présentation du projet**

Tableau I.1. Fe en fonction du type d'acier .....	10
---	----

#### **CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments**

Tableau II.1: Calcul les autres types d'escaliers .....	21
Tableau II.2 : Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux .....	22
Tableau II.3: Evaluation des charges du plancher terrasse accessible à corps creux .....	23
Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher courant à corps creux.....	23
Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher commercial à corps creux.....	23
Tableau II.6 : Evaluation des charges du plancher courant à dalle pleine.....	24
Tableau II.7 : Evaluation des charges du balcon .....	24
Tableau II.8 : Evaluation des charges de l'acrotère.....	25
Tableau II.9 : Evaluation des charges sur le bloc de la machine .....	29
Tableau II.10 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en dalle pleine. .	25
Tableau II.11 : Evaluation des charges sur la volée de l'étage courant.....	26
Tableau II.12 : Evaluation des charges du palier des étages courant .....	26
Tableau II.13 : Evaluation des charges sur la volée de l'étage courant.....	27
Tableau II.14 : Evaluation des charges du palier aux autres étages .....	27
Tableau II.15 : Evaluation des charges des murs extérieurs.....	27
Tableau II.16 : Evaluation des charges des murs de séparations.....	27
Tableau II.17 : Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....	28
Tableau II.18 : .Evaluation de la descente de charge de poteau PC7 .....	31

## *Liste des tableaux*

---

Tableau II.19 : Evaluation de la descente de charge de poteau PD6.....	36
Tableau II.20 : Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux .....	38
Tableau II.21 : Résultats de la Vérification à la compression simple .....	39
Tableau II.22 : Résultats de la vérification au flambement .....	40
Tableau II.23 : les dimensions adoptées .....	41

### **CHAPITRE III : Etude des éléments secondaire**

Tableau III.1.Les différents Types de poutrelles .....	48
Tableau III.2.vérification d'application de la méthode forfaitaire .....	48
Tableau III.3.Charges qui reviennent sur le plancher et la poutrelle et combinaisons d'actions. ....	49
Tableau III.4.Les sollicitations de la poutrelle type 1.....	52
Tableau III.5.Les sollicitations de la poutrelle type 2.1.....	52
Tableau III.6.Les sollicitations de la poutrelle type 2.2.....	53
Tableau III.7.Les sollicitations de la poutrelle type 3.....	53
Tableau III.8.Les sollicitations de la poutrelle type 4 étage courant .....	54
Tableau III.9.Verification de l'état limite de déformation .....	62
Tableau III.10.Les sollicitations de la poutrelle type 4 étage commercial .....	64
Tableau III.11. Calcul la section des armatures .....	65
Tableau III.12.Verification de l'état limite de déformation .....	72
Tableau III.13. Calcul la section des armatures .....	75
Tableau III.14. Résultats de ferrailage dalle sur deux appuis .....	78
Tableau III.15.Verification des contraintes du béton pour la dalle sur deux appuis .....	80

## *Liste des tableaux*

---

Tableau III.16.Verification des contraintes du l'acier pour la dalle sur deux appuis.....	81
Tableau III.17.resultats de ferrailage dalle 3 appuis.....	83
Tableau III.18.Verification des contraintes du béton pour la dalle sur 3 appuis. ....	85
Tableau III.19.Vérification des contraintes dans l'acier pour la dalle sur 3 appuis.....	85
Tableau III.20.Résultats du ferrailage dalle 4 appuis .....	88
Tableau III.21.Verification des contraintes du béton pour la dalle sur 4 appuis. ....	90
Tableau III.22. Armatures longitudinales de poutre de chainage .....	93
Tableau III.23.Vérification les contraintes dans le béton .....	94
Tableau III.24. Ferrailage de l'ascenseur .....	98
Tableau III.25.Vérification de l'état limite dans le béton.....	100
Tableau III.26. Combinaisons d'action de l'acrotère .....	102
Tableau III.27.Calcul des sollicitations dans l'escalier .....	108
Tableau III.28.Calcul de ferrailage à l'ELU.....	108
Tableau III.29.calcul de sollicitation à l'ELS.....	110
Tableau III.30.Vérification les contraintes dans l'escalier .....	110
Tableau III.31. Vérification de l'état limite de déformation .....	111
Tableau III. 32. Calcul des sollicitations dans l'escalier de RDC .....	112
Tableau III.33. Calcul la section des armatures .....	113
Tableau III.34. Les vérifications AL' ELS.....	113
Tableau III. 35. Calcul des sollicitations dans la console .....	114
Tableau III.36. Calcul la section des armatures .....	114

## *Liste des tableaux*

---

Tableau III.37. Les vérifications AL' ELS .....	114
Tableau III. 38. Calcul des sollicitations de l'escalier .....	115
Tableau III.39. Calcul la section des armatures .....	115
Tableau III.40. Les vérifications AL' ELS .....	115
Tableau III. 41. Calcul des sollicitations dans l'escalier .....	116
Tableau III.42. Calcul la section des armatures .....	116
Tableau III.43. Les vérifications AL' ELS .....	116
Tableau III. 44. Calcul des sollicitations du la poutre palière .....	117
Tableau III.45. Calcul la section des armatures.....	117
Tableau III.46.Vérification les contraintes .....	120

### **CHAPITRE IV : Etude dynamique**

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités .....	128
Tableau IV.2.Périodes et taux de participation massique.....	131
Tableau IV.3. Vérification de l'effort normal réduit .....	134
Tableau IV.4. Charges verticales reprises par les portiques et voiles .....	135
Tableau IV5.Charges horizontales reprises par les portiques et voiles .....	135
Tableau VI.6. Vérification des déplacements. (Sens x-x). .....	136
Tableau VI.7.Vérification des déplacements. (Sens y-y). .....	137
Tableau IV.8. Vérification a L'effet P-.....	138
Tableau IV9. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	138

## *Liste des tableaux*

---

### **CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux**

Tableau V.1. Les différentes sollicitations dans les poteaux.....	141
Tableau V.2. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	142
Tableau V.3. Armatures longitudinales dans les poteaux .....	143
Tableau V.4. Armatures transversale dans les poteaux .....	144
Tableau V.5. Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux .....	145
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux .....	146
Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.....	147
Tableau V.8. Schéma de ferrailage des poteaux de chaque niveau.....	148
Tableau V.9. Armatures longitudinales des poutres.....	153
Tableau V.10. Vérification de la section minimale .....	153
Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles .....	153
Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement .....	154
Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	155
Tableau V.14. Schéma de ferrailage des poutres .....	157
Tableau V.15. Moment résistant dans les poteaux .....	158
Tableau V.16. Moments résistant dans les poutres .....	160
Tableau V.17. Récapitulation du ferrailage du voile $V_{x1}$ .....	161
Tableau V.18. Récapitulation du voile $V_{y1}$ .....	170

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

Tableau VI.1. Sections des armatures du radier .....	170
--	-----

## *Liste des tableaux*

---

Tableau VI.2. Vérification des contraintes .....	171
Tableau VI.3. Choix des armatures et revivification des contraintes .....	171
Tableau VI.4. Résultats de calcul des sollicitations à l'ELU et ELS dans le sens X_X ...	174
Tableau VI.5. Résultats de calcul des sollicitations à l'ELU et ELS dans le sens Y_Y ...	175
Tableau VI.6. Section de ferrailage des nervures .....	175
Tableau VI.7. Vérification des contraintes .....	176
Tableau VI.8. Choix des armatures et revivification des contraintes .....	176
Tableau VI.9. Schéma de ferrailage des nervures .....	177
Tableau VI.10. Sections de ferrailage .....	180
Tableau VI.11. Vérification des contraintes .....	181

## *Liste des figures*

---

### *Liste des figures*

#### **CHAPITRE I : Présentation du projet**

Figure I.1 : Situation et état du terrain d'assise.....	5
Figure I.2 : Diagrammes contraintes déformations du béton .....	9
Figure I.3 Diagramme contrainte déformation de l'acier .....	10

#### **CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments**

Figure II.1.Coupe du plancher à corps creux .....	14
Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles .....	14
Figure II.3. Dalle sur un seul appui .....	16
Figure II.4. Dalle sur deux appuis .....	16
Figure II.5. Dalle sur trois appuis.....	16
Figure II.6. Dalle sur quatre appuis.....	17
Figure II.7. Coupe verticale d'un voile.....	19
Figure II.8.Coupe transversale d'une poutrelle .....	19
Figure II.9.schéma de l'escalier .....	20
Figure II.10. Schéma de l'escalier de type 1 .....	20
Figure II.11.Cage d'ascenseur .....	22
Figure II.12.Coupe de l'acrotère .....	23
Figure II.13.Schéma de dégression des surcharges .....	30
Figure II.14. La surface afférente du poteau PC7 .....	31
Figure II.15.La surface afférente dupoteau PB6.(T inaccessible +E courant).....	34
Figure II.16.La surface afférente dupoteau PB6.(E courant+2En-sol).....	35
Figure II.17.La surface afférentedu poteau PB6. (RDC).....	36

## *Liste des figures*

---

### **CHAPITRE III : Etude des éléments secondaire**

Figure III.1.Schéma statique de poutrelle .....	45
Figure III.2. Diagramme des moments dans les poutrelles .....	46
Figure III.3. Diagramme de l'effort tranchant des poutrelles .....	47
Figure III.4.Schéma statique de poutrelle type 4.....	50
Figure III.5.Schéma poutrelle type 1.....	52
Figure III.6.Schéma poutrelle type 2.1.....	53
Figure III.7.Schéma poutrelle type 2.2.....	54
Figure III.8.Schéma poutrelle type 3.....	54
Figure III.9.schéma de ferrailage des poutrelles .....	74
Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....	75
Figure III.11.Dalle sur un appui. ....	76
Figure III.12.Schéma statique .....	76
Figure III.13.Schéma de ferrailage de la dalle sur 1 appui.....	78
Figure III.14. Dalle sur deux appuis.....	78
Figure III.15.Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis .....	83
Figure III.16. Dalle sur 3 appuis.....	83
Figure III.17.Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis .....	88
Figure III.18.Schéma de la dalle de l'ascenseur.....	88
Figure III.19.Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis .....	92
Figure III.20. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage .....	96
Figure III.21.Schéma del'ascenseur.....	96
Figure III.22.Schémas représentant la surface d'impact .....	97

## *Liste des figures*

---

Figure III.23. Schéma de ferrailage dalle pleine du locale machinerie .....	101
Figure III.24. Coupe transversale de l'acrotère .....	102
Figure III.25. Section à ferrailer .....	104
Figure III.26. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	106
Figure III.27. Schéma statique d'escalier type 1 .....	107
Figure III.28. Les déférant coupe d'escalier .....	108
Figure III.29.scheman de ferrailage d'escalier du l'étage courant .....	113
Figure III.30. Schéma statique d'escalier En-sol2 .....	115
Figure III.31. Schéma statique .....	118
Figure III.32. La section à ferrailer .....	119
Figure III.33. Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	121
Figure III.34. Schéma statique .....	122
Figure III.35. Schéma de ferrailage de la poutre brisée. ....	125

### **CHAPITRE IV : Etude dynamique**

Figure IV.1.Spectre de réponse .....	131
Figure: IV.2. La disposition des voiles .....	132
Figure IV.3. (Mode1) translation suivant l'axe y-y.....	133
Figure IV.4. (Mode2) translation suivant l'axe x-x.....	134
Figure IV.5. (Mode3) rotation suivant l'axe z-z.....	134

### **CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux**

Figure V.1. Schéma de ferrailage du voile Vx1 aux niveaux 3, 4,5 et 6.....	162
Figure V.2. Schéma de ferrailage du voile Vy1 au niveau des Entre-sols .....	163

## *Liste des figures*

---

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

Figure VI.1. Schéma de la semelle isolée .....	165
Figure VI.2. Schéma de la semelle filante.....	166
Figure VI.3. Schéma d'un panneau de dalle .....	170
Figure VI.4. Schéma de ferrailage du radier .....	173
Figure VI.5. Schéma des lignes de ruptures.....	173
Figure VI.6. Schéma statique équivalent sens xx.....	174
Figure VI.7. Schéma statique équivalent sens yy .....	175
Figure VI.8. Répartition des contraintes sur le mur .....	180
Figure VI.9. Schéma de ferrailage du mur adossé .....	183

# *Introduction Générale*

## *Introduction Générale*

---

Le génie civil est la science qui s'occupe de l'art de la construction. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

Tout ouvrage de génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation. Pour cela nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA /V2003 et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifié 99.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calcul rapide et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée en génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un temps réduit.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+8+deux Entre-sol à contreventement mixte (voile-portique) à usage d'habitation et commercial, en plus du calcul statique, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA /V2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS 2016.

Ce mémoire est constitué de six chapitres, dont les deux premiers chapitres consiste a la présentation du projet et les hypothèses de calcul, en plus le pré dimensionnement des éléments secondaires, dans le chapitre trois nous allons calculer et ferrailer les éléments secondaires, dans le chapitre quatre nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses la disposition des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS V16. Le calcul des éléments principaux sera exposé au chapitre cinq. En dernier lieux le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre six.

*Chapitre I*  
*Présentation du projet*

## ***Introduction***

Toute étude de construction en génie civil doit passer par étapes principales de calcul dont les quelles l'ingénieur doit avoir des connaissances préalables sur les matériaux acier, béton et doit appliquer les règlements en vigueur à fin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage.

### ***I.1. Présentation de l'ouvrage***

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment **R+8 + deux ENTRE-SOL**, à usage multiples (commerces au premier Entre-sol et une surface de 152.77 m<sup>2</sup> au RDC, et une cave au deuxième Entre-sol et habitation aux autres niveaux). Le projet se trouve au lieu dit : (**L'Mizab**), localité située au niveau de la sortie sud de la ville de (**Seddouk**), à quelques dizaines de mètres de la Route Nationale N° 75.

D'après le règlement parasismique Algérien (RPA99/verssion2003) :

- Le site est classé en zone de moyenne sismicité (zone **IIa**).
- Le site est de catégorie S2, qui concerne les sols fermes.
- L'ouvrage est classé dans le groupe 2, ayant une grande importance.

### ***I.2. Caractéristiques géométriques***

- Largeur en plan : 14.55 m
- Longueur en plan : 24.80 m
- Hauteur totale du bâtiment : 34.54 m
- Hauteur de chaque entres-sols : 3.50 m
- Hauteur du RDC : 3.06 m
- Hauteur des autres étages : 3.06 m.

### ***I.3. Données géotechnique du site***

L'assiette choisie pour accueillir les immeubles d'une promotion immobilière sise au lieu dit (L'Mizab) dans la commune de (Seddouk), est caractérisée par une portance très satisfaisante.

- ✓ C'est un terrain à vocation agricole (olivaie), avec une pente abrupte essentiellement dans sa partie aval, orientée Est -Ouest, limité des côtés Ouest et Sud par des talwegs (ravine).

✓ Les sols sont dominés par des schistes argileux compacts en surface à des schistes marneux très compacts en profondeur.

✓ Des essais mécaniques pour la détermination des caractéristiques mécaniques moyennes du sol sont réalisés au moyen de la boîte de Casagrande (cisaillement rectiligne) et qui ont donné:

- Couche de (0m.60 à -3m) de profondeur :  $\gamma_h \text{ moy} = 2.18 \text{ t/m}^3$  et  $\phi_{\text{moy}} = 23^\circ$   
Et  $C_{\text{moy}} : 0.39 \text{ bar}$ .

- Couche (au-delà de -3m) de profondeur :  $\gamma_h \text{ moy} = 2.32 \text{ t/m}^3 - \phi_{\text{moy}} = 29^\circ$

Et  $C_{\text{moy}} : 0.47 \text{ bar}$ .

A cet effet, on préconise :

- La couche de sols faibles et altérés ne dépasse pas 60 cm d'épaisseur.
- Un ancrage min de 1.8m des fondations, par rapport aux futures plates formes d'assise doit être assuré.
- La contrainte admissible des sols de fondation à adopter pour toutes les assises est de  $\sigma = 2.10 \text{ bars}$ .



Figure I.1 : Situation et état du terrain d'assise

## ***I.4. Caractéristiques structurales***

### ***I.4.1. Ossature et système de contreventement***

Etant donné que notre bâtiment dépasse les 14 mètres de hauteur dans la zone considérée, le Règlement Parasismique Algérienne **RPA99/2003 (Art : 3.4.1.a)**, exige d'introduire des voiles pour le contreventement.

En ce qui nous concerne, on utilisera le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

### ***I.4.2. Les planchers***

Les planchers sont des aires horizontales destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage. Le rôle essentiel des plancher et d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux-voiles).

Pour notre projet, on utilise deux types de plancher :

- Plancher à corps creux avec poutrelles et une dalle de compression en béton armé.
- Plancher à dalle pleine en béton armé.

### ***I.4.3. La maçonnerie***

Les murs extérieur sont réalisés en brique creuse à double parois 10 et 15 cm séparées par une lame d'air de 05cm d'épaisseur.

Les murs intérieurs (cloison de séparation) sont en simple parois réalisés avec des briques de 10cm d'épaisseur.

### ***I.4.4. L'acrotère***

C'est un élément en béton armé contournant le bâtiment, encastré au niveau du plancher terrasse.

### ***I.4.5. Les balcons***

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

### ***I.4.6. L'ascenseur***

C'est un élément mécanique, il sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

### ***I.4.7. Les escaliers***

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

**1.4.8. Etats limites****➤ Définition**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou des ses éléments tel que la stabilité et la durabilité est strictement satisfaisante et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

**- Etat limite ultime (ELU)**

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. La résistance des matériaux et des aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

**- Etat limite de service (ELS):**

C'est la condition que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage (exploitation) normale et sa durabilité soient assurés, Le dépassement de cet état conduit au désordre de fonctionnement de l'ouvrage il existe 3 états sont :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures
- Etat limite de déformation (flèche maximale).

**1.4.9. Actions et combinaison d'actions****➤ Les actions**

On appelle actions l'ensemble des charges et déformations appliqués à une structure, On distingue :

**• Les actions permanentes (G)**

Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps, elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtement, superstructure fixes.
- Le poids des déformations imposées à la structure.

**• Les actions variables (Q) :**

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent : Les charges d'exploitations, les charges climatiques, les effets thermiques.

**• Les actions accidentelles (E):**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer : Les chocs, les séismes, les explosions et le feu.

## I.5. Caractéristique des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction sont conforme aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé BAEL 91/99.

### I.5.1. Le béton

Le béton est composé de ciment, de granulats et d'eau, conformes aux normes en vigueur, et éventuellement d'adjuvants (air occlus, plastifiants, antigel ...).

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

#### I.5.1.1. Résistance caractéristique

Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la compression à l'âge de 28 jours est de 25 MPa, et par conséquent :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{CBA 93 (Art 2.1.1.2)}$$

#### I.5.1.2. Contraintes limites du béton

##### 1. À l'ELU:

$$\text{Est notée } \sigma_{bc} \text{ tel que : } \sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{CBA 93 (Art A.4.3.4)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \gamma_b = 1.15 \text{ pour les situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ pour les situation durable et transitoire} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \theta = 1 : \text{lorsque } T > 24h \\ \theta = 0.9 : \text{lorsque } 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.8 : \text{lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} \end{cases}$$

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage de béton.

##### 2. À l'ELS

Est notée  $\sigma_{bc}$  tel que :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$$

#### I.5.1.3. Module de déformation longitudinale du béton

##### ✓ Le module de déformation instantané :

Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures :

$$E_j = 1100^3 \sqrt{f_{cj}} \rightarrow E_{i28} = 32456.60 \text{ MPa}$$

##### ✓ Le module de déformation différé :

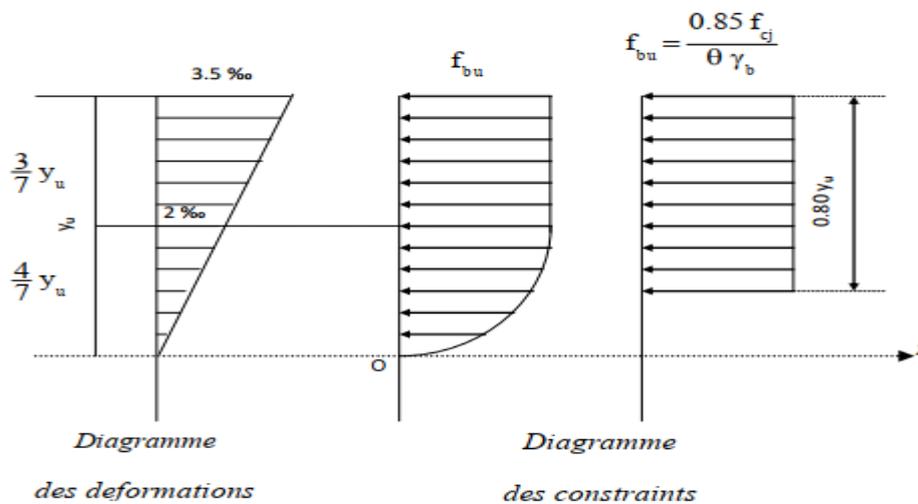
Pour des charges de longue durée d'application :

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \rightarrow E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$$

**I.5.1.4. Diagramme déformation-contrainte du béton**

En distingué (Figure I-1):

- Le diagramme [parabole-rectangle].
- Le diagramme rectangulaire simplifier qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
  - Sa simplicité d'emploi.
  - Sa concordance satisfaite, en flexion simple, avec le diagramme [parabole-rectangle].



**Figure I.2 : Diagrammes contraintes déformations du béton**

Avec :

**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique du béton à j jours :

**γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité :1,5 en Situations courantes et 1.15 en Situations accidentel

**f<sub>bu</sub>** : Contrainte de calcul

**I.5.1.5. Coefficient de poisson**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinal noté « *v* »

A L'ELU : *v* = 0 pour le calculs des sollicitations..... **BAEL,Annexe I**

A L'ELS : *v* = 0.2 pour le calculs des déformations. .... **BAEL ,Annexe I**

**I.5.2. Les aciers**

Le matériau acier est un alliage de Fer et de carbone en faible pourcentage d'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

**I.5.2.1. Résistance caractéristique de l'acier**

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $f_e$  (Tableau I.1)

**Tableau I.1.  $f_e$  en fonction du type d'acier**

Type	Acier rond et lisse		Acier à haute adhérence		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudé à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	FeE235	FeE500
$f_e$ (MPa)	215	235	400	500	235	500

Avec :

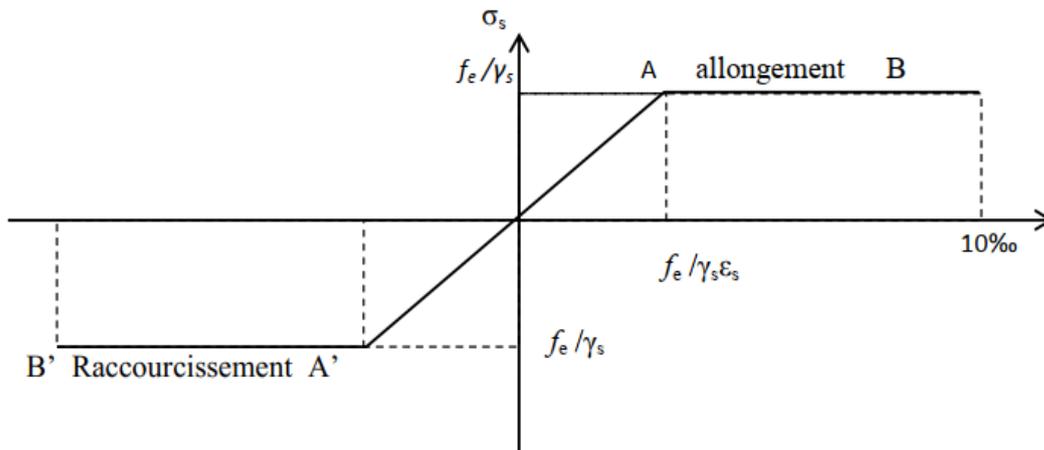
**$f_e$**  : La limite d'élasticité des aciers

Pour notre projet on va utiliser deux types de nuance d'acier.

Haute adhérence de nuance FeE400 (pour les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure).

Treillis soudés de nuance Fe235 (pour la dalle de compression des planchers à corps creux).

**Contraintes limites de l'acier**



**Figure I.3 Diagramme contrainte déformation de l'acier**

**1. À l'ÉLU :**

Notée  $\sigma_{st}$  tel que :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$  Avec :

$\sigma_{st}$ : est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

$\sigma_{st}$ : est le coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1.15$  Pour situations normales

$\gamma_s = 1.00$  Pour situations accidentelles

**2. À PELS :**

Fissuration peu préjudiciable : aucune vérification n'est préconisée.

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

$$\eta = \begin{cases} 1.6 & \text{pour les aciers HA} \\ 1 & \text{pour les aciers rond lisses} \end{cases}$$

**I.6. Règlements et normes utilisées**

Notre projet est fait conformément aux règlements suivants :

- CBA 93 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé) ;
- BAEL 91 modifier 99 (Béton armé aux états limites) ;
- RPA99 /version 2003 (Règlement parasismique algérien) ;
- DTR BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges) ;
- DTR-BC 2.331 (Règle De calculs Des Fondations superficielles).

**Conclusion**

Dans le cadre des chapitres qui suivent, on adopte les caractéristiques suivantes ;

**Pour le béton :**

- Résistance caractéristiques  $F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite à L'ELU ( $F_{bu}$ ) :
  - Situation durable 14,2 Mpa
  - Situation accidentelle 18,48 Mpa
- Contrainte limite à L'ELS  $\delta_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

**Pour l'acier :**

- Limite d'élasticité  $F_e = 400 \text{ Mpa}$
- Module d'élasticité  $E = 2 * 10^5 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite à L'ELU :
  - Situation courante 348 Mpa
  - Situation accidentelle 400 Mpa.

*Chapitre II*  
*Pré-dimensionnement*  
*des éléments*

## ***Introduction***

L'objectif du Pré-dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis.

Le Pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le **RPA 99 V 2003**, le **BAEL 91** et le **CBA 93**.

Les éléments structuraux doivent avoir une section minimale pour pouvoir transmettre aux fondations et sol les efforts qui leurs sont appliqués.

### ***II.1. Pré dimensionnement des éléments***

#### ***II.1.1. Planchers***

Le plancher est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers :

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

#### ***II.1.2. Planchers à corps creux***

Les planchers à corps creux est le plancher le plus utilisé dans le domaine de bâtiment. Il est composé de poutrelles, de hourdis, et de dalle de compression (**figure II.1**).

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le **CBA 93**

$$h_t > \frac{L_{\max}}{2} \dots\dots\dots \text{CBA 93(Article B.6.8.4.2.4)}$$

Avec :

**L<sub>max</sub>** : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

**h<sub>t</sub>** : Hauteur totale du plancher.

$$H_t = 470/22.5 = 19.55 \text{ cm} \rightarrow \text{En prend } h_t = 20\text{cm}$$

**hcc = 16 cm** : l'épaisseur de corps creux.

h<sub>ddc</sub> = 4 cm: dalle de compression.

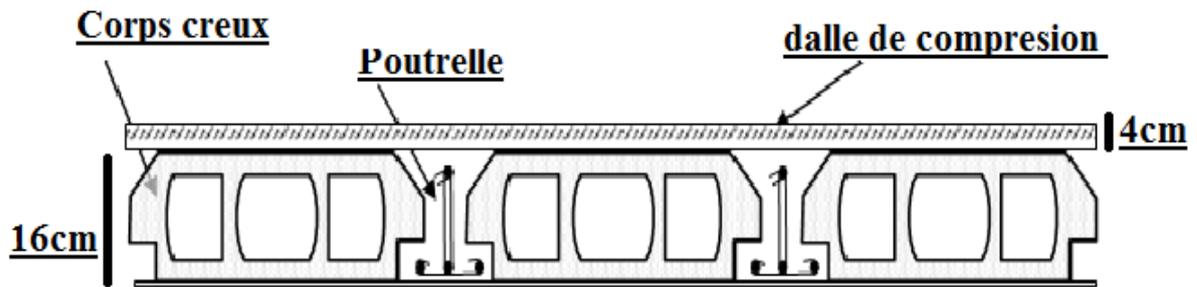


Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux

➤ **Disposition des poutrelles**

Les poutrelles sont disposées parallèlement aux petites travées. Le schéma de disposition est présenté sur la figure suivante :

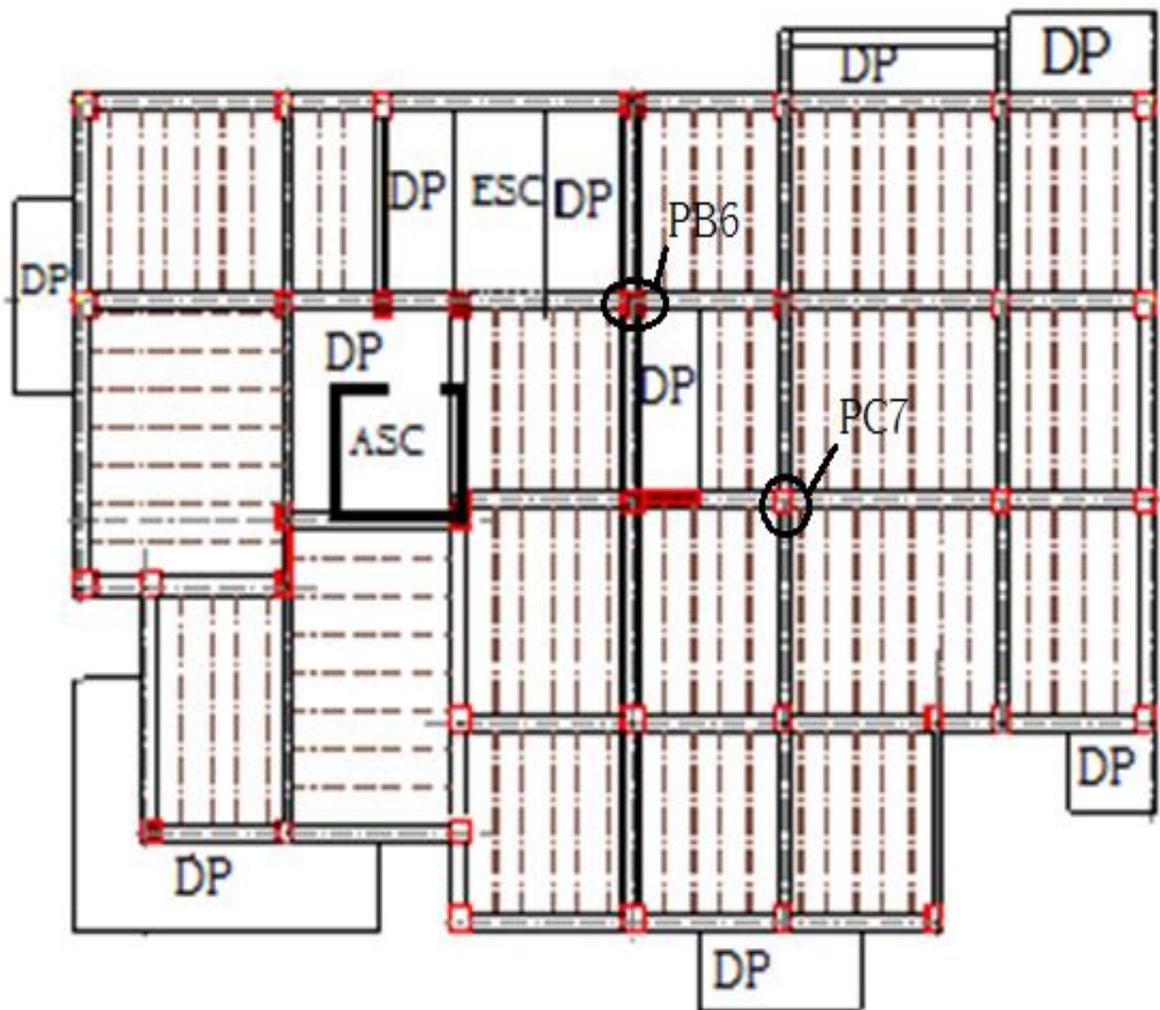


Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles

**II.1.3. Les planchers à dalle pleine**

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulés sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis.

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

**A. Critère de coupe-feu**

- $e \geq 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{cm}$  Pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 14\text{ cm}$  pour trois heures de coupe-feu.

**B. Critère de Résistance**

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$  pour une dalle sur quatre (4) ou deux (2) appuis □.
- $e \geq L_x/20$  pour une dalle sur un seul (1) ou deux (2) appui //.
- $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$  pour une dalle sur trois (3) ou quatre (4) appuis

**L<sub>x</sub>** : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

**L<sub>y</sub>** : est la grande portée de la dalle.

**II.1.3.1. Types de dalles pleines**

**Dalle sur un seul appui :**

Calcul de  $\rho$  :

$L_x = 125\text{ cm}; L_y = 150\text{ cm}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{125}{150} = 0.833 > 0.4$$

$$e \geq \frac{l_x}{20} = \frac{125}{20} = 6.25\text{ cm}$$

**Donc : e = 6.25 cm**

**Dalle sur deux appuis :**

Calcul de  $\rho$  :

$L_x = 150\text{cm}; L_y = 255\text{ cm}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{150}{255} = 0.588 > 0.4$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} = \frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30}$$

$$4.28 \leq e \leq 5$$

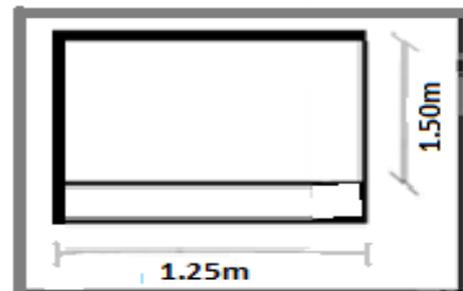


Figure II.3. Dalle sur un seul appui.

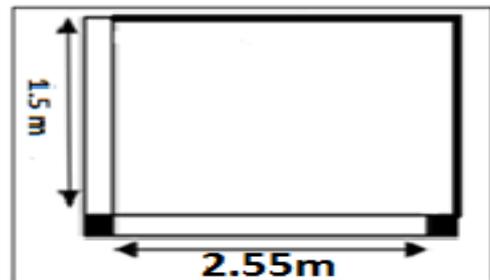


Figure II.4. Dalle sur deux appui.

Donc : on prend  $e = 5$  cm

**Dalle sur Trois appuis :**

Calcul de  $\rho$  :

$$L_x = 190 \text{ cm}; L_y = 365 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{190}{365} = 0.52 > 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} = \frac{190}{45} \leq e \leq \frac{190}{40}$$

$$4.22 \leq e \leq 4.75$$

Donc : On prend  $e = 4.5$  cm

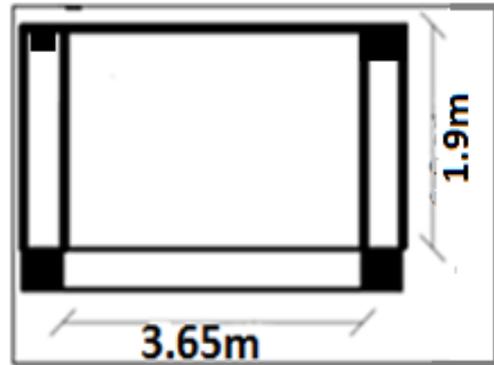


Figure II.5. Dalle sur trois appuis.

**Dalle sur quatre appuis :**

Calcul de  $\rho$  :

$$L_x = 175 \text{ cm}; L_y = 175 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{175}{175} = 1 > 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} = \frac{175}{45} \leq e \leq \frac{175}{40}$$

$$3.89 \leq e \leq 4.37$$

Donc : on prend  $e = 4$  cm

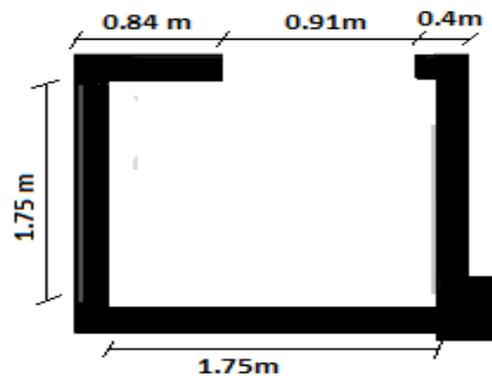


Figure II.6. Dalle sur quatre appuis

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le Pré- dimensionnement se fera suivant la condition du coupe-feu. D'où on opte pour une épaisseur :  $e = 15$  cm.

Et :  $e = 20$  cm pour la dalle du l'ascenseur.

#### II.1.4. Les poutres

##### A. Poutres principales [P.P]

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Selon le BAEL91, le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition

$$\text{suiuante : } \frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10}$$

Avec :

**L<sub>max</sub>** : distance maximale entre nus d'appuis.

**h** : hauteur de la poutre.

$$L_x = 500 - 30 = 470 \text{ cm} \quad 31.3\text{cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}$$

On prend :

$$h = 40 \text{ cm}$$

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

On opte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

- $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$  condition vérifiée.
- $h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$  condition vérifiée.
- $h/b = 40/30 = 1.33 < 4$  condition vérifiée.

### **B. Les poutres secondaires [P. S]**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$L_{\max} / 15 \leq h \leq L_{\max} / 10$$

**L<sub>max</sub>** : Portée maximale entre nus d'appuis de la poutre secondaire.

$$L_{\max} = 425 - 30 = 395 \text{ cm} \quad 26.33\text{cm} \leq h \leq 39.5$$

On prend :

$$h = 35 \text{ cm.}$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

- $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$  condition vérifiée.
- $h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$  condition vérifiée.
- $h/b = 35/30 = 1.33 < 4$  condition vérifiée.

**II.1.5. Les voiles**

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

1.  $e \geq \frac{he}{20}$  pour les voiles simples tel que:

*he* la hauteur libre d'étage

$e \geq 15cm$

$L \geq 4.e$  Avec *L* : la largeur du voile

- *he* : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages donc :

- *e* : Epaisseur du voile.

- *L* : Longueur du voile.

Pour l'étage courant  $h = 3.06m$

Pour les deux Entresols  $h=3.50m$

$he = 310 cm$

$e=310/20=15.5 cm$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

$e = 20cm$

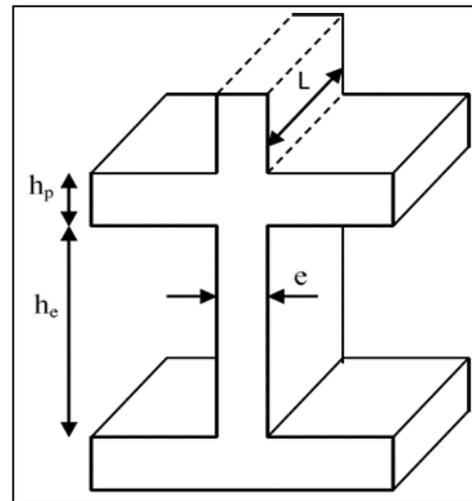


Figure II.7. Coupe verticale d'un voile

**II.1.6. Les poutrelles**

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$\frac{b-b_0}{2} \leq \min (Lx/2 ; Ly/10) \dots \dots \dots CBA93 (art A.4.1.3).$

**Lx** : Distance entre nus des poutrelles

**Ly** : La longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles :  $b_0 = 10 cm$ .

Donc  $Lx = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$

$Ly_{min} = 340 - 30 = 310 \text{ cm}$

$(b - 10)/2 \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 31 \text{ cm})$

$b \leq 2 * 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$

Soit : **b=65cm**

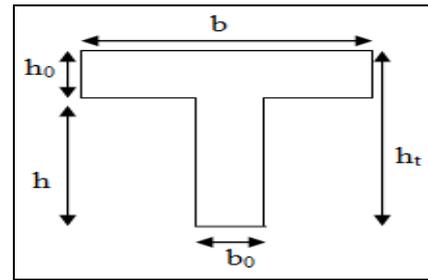


Figure II.8. Coupe transversale d'une poutrelle.

### II.1.7. Les escaliers

L'escalier est un élément composé d'une succession de marches qui sert à relier les différents niveaux d'un bâtiment.

Les dimensions caractérisant un escalier sont :

- (1). e (Épaisseur du palier de repos).
- (2).  $L_0$  (Projection horizontale de la paillasse).
- (3). g (Giron) largeur de la marche.
- (4). h (Hauteur de la contre marche).
- (5).  $H_0$  (Hauteur de la volée).
- (6). (Inclinaison de la paillasse).

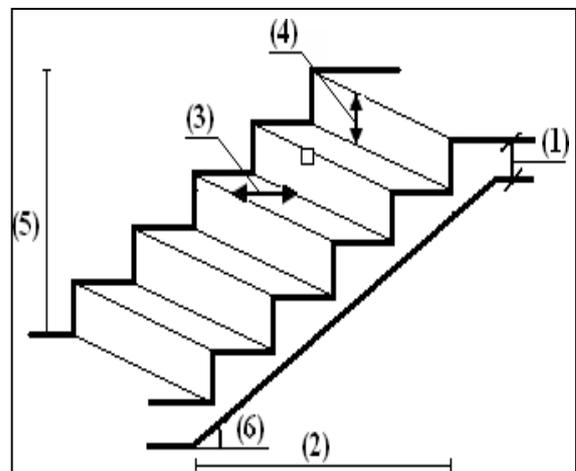


Figure II.9. Schéma de l'escalier.

#### ➤ Dimensionnement

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- La hauteur **h** des contremarches se situe entre 14 et 18 cm
- La largeur **g** se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL :

$$0.59m \leq g + 2xh \leq 0.64m \dots (1)$$

Où :  $g = \frac{L_0}{n-1}$  et  $h = \frac{h_0}{n}$

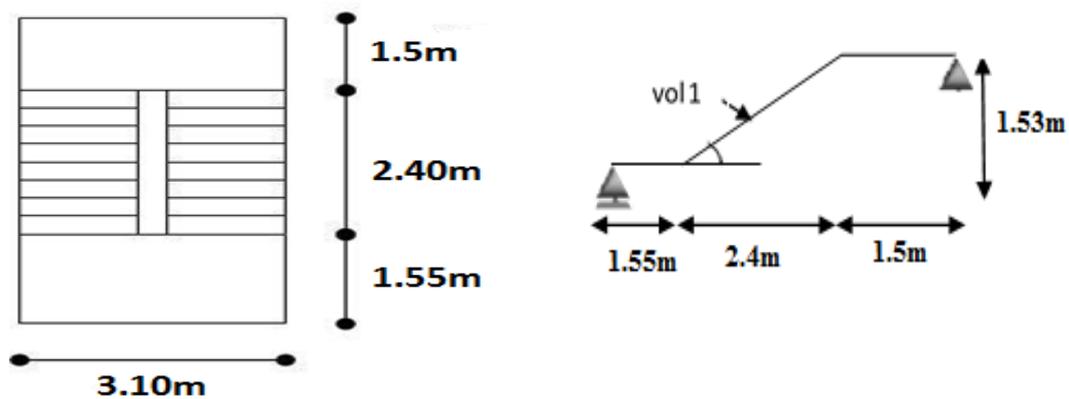


Figure II.10. Schéma de l'escalier de type 1.

Avec :  $n$  : nombre de contremarches.

➤  $n - 1$ : Nombre de marches.

**Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

D'après le schéma statique du type 1 nous avons :

$$H_0 = 1.53\text{m} ; L_0 = 2.4\text{m}$$

En Remplaçant  $g$  et  $h$  dans (1) on trouve :

$$\frac{l_0}{n-1} + \frac{2h}{n} = 64$$

$$\frac{240}{n-1} + \frac{306}{n} = 64 \Rightarrow 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  $n = 9$ .

Le nombre de marche est :  $n - 1 = 8$

**Calcul du giron ( $g$ ) et la hauteur d'une contre marche( $h$ ) :**

$$g = \frac{240}{8} = 30$$

$$h = \frac{153}{9} = 17$$

Donc:

$$h = 17\text{cm}$$

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

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse (e) est donnée par :

$$L/30 \leq e \leq L/20 \quad ;$$

$$L=L_v+L_p$$

Avec  $L_v$  : longueur de la volée

$L_p$  : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$L_v = (2.4^2 * 1.53^2)^{1/2} = 2.84 \text{ m}$$

$$L_p = 1.55 \text{ m} \quad L = 2.84 + 1.55 = 4.39 \text{ m}$$

$$439/30 \leq e \leq 439/20$$

$$14.63 \leq e \leq 21.95$$

Pour 2 heures de coupe-feu :  $e > 11\text{cm}$

On prend :  $e = 16\text{cm}$ .

Pour le calcul de  $\alpha$  :

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h_0}{l_0} = \frac{1.53}{2.4} = 0.63$$

donc  $\alpha = 32.5^\circ$

La même manière qu'on calcul les autre type d'escalier .les résultats sont résumer dans ce tableau suivant :

**Tableau II.1:** Calcul les autres types d'escaliers

	Volée	Hauteur (h) (m)	L'angle ( $\alpha$ ) (°)	Langueur (L) (m)	Nombre de marche (n)	Epaisseur de palliase (cm)
<b>Escalier de RDC</b>	01	2.21	31.54	3.6	13	16
	02	1.29	31.56	2.1	8	
<b>Entresol 01</b>	01	1.19	33.47	1.8	7	16
	02	1.19	36.74	1.7	7	
	03	1.19	33.47	1.8	7	
<b>Escalier de RDC</b>	01	1.8	33.7	2.7	10	16
<b>Entresol 02</b>	01	1.19	33.47	1.8	7	16
	02	1.12	31.9	1.8	7	
	03	1.19	33.47	1.8	7	

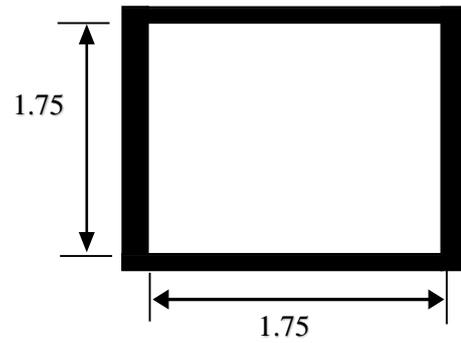
**II.1.8. Ascenseur**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L : longueur de l'ascenseur  $L=175$  cm

l : largeur de l'ascenseur  $l=175$  cm.



**Figure II.11.** Cage d'ascenseur.

II.1.9. L'acrotère

Élément structural contournant le bâtiment, l'acrotère est conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère, réalisé en béton armé, est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal NG et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique Fp.

$$H = 94cm$$

$$S = (0.94 * 0.15) + (0.1 * 0.07) + (0.1 * 0.06)/2$$

$$S = 0.151 m^2$$

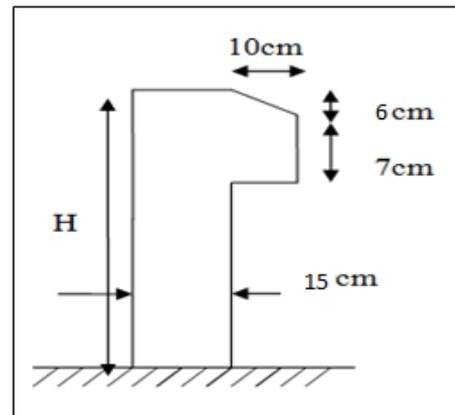


Figure II.12. Coupe de l'acrotère.

II.2. Evaluation des charges et des surcharges

II.2.1. Plancher à corps creux

➤ Plancher terrasse inaccessible à corps creux

Tableau II.2: Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux.

N°	Description	Épaisseur e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m³)	Poids surfaciques "G" (KN/m²)
1	Gravillons de protection	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	0.25	0.04	0.01
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Plancher à corps creux (16+4) cm	0.20	/	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanent G</b>				<b>6.38</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1</b>

## ➤ Plancher terrasse accessible à corps creux :

Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher terrasse accessible à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Plancher à corps creux (16+4) cm	0.20	/	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				6.41
Charge d'exploitation Q				1.5

## ➤ Plancher courant à corps creux (habitation)

Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher courant à corps creux.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	/	/	1
5	Plancher à corps creux (16+4) cm	0.20	/	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				5.21
Charge d'exploitation Q				1.5

## ➤ Plancher courant à corps creux (commercial)

Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher commercial à corps creux.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	/	/	1

5	Plancher à corps creux (16+4) cm	0.20	/	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanent G</b>				<b>5.21</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>5</b>

II.2.2. Plancher courant en dalle pleine

Tableau II.6 : Evaluation des charges du plancher courant à dalle pleine.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieurs	/	/	1
5	Dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
<b>Charge permanent G</b>				<b>6.11</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1.5</b>

➤ Balcon

Tableau II.7 : Evaluation des charges du balcon.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5.18</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>3.5</b>

➤ L'acrotère :

Tableau II.8 : Evaluation des charges de l'acrotère.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m³)	Poids surfaciques "G" (KN/m²)
1	Enduit ciment extérieur	0.015	18	0.27
2	Béton	0.15	25	3.75
3	Enduit ciment intérieure	0.015	18	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>4.29</b>

➤ Bloc de la machine (terrasse inaccessible) :

Tableau II.9 : Evaluation des charges sur le bloc de la machine

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m³)	Poids surfaciques "G" (KN/m²)
1	Gravillons de protection	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	0.25	0.04	0.01
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Dalle pleine (20cm)	0.20	/	5
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanent G</b>				<b>8.53</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1</b>

➤ Plancher terrasse inaccessible en dalle pleine :

Tableau II.10 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m³)	Poids surfaciques "G" (KN/m²)
1	Gravillons de protection	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	0.25	0.04	0.01
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Dalle pleine 15cm	0.15	/	3.75
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanent G</b>				<b>7.28</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1</b>

## II.2.3. Les escaliers

## ➤ Volée :

Tableau II.11 : Evaluation des charges sur la volée de l'étage courant.

N°	Description		Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en Carrelage	Horizontal	0.02	20	0.4
		Vertical	$0.02 \cdot 0.17 / 0.3$		0.23
2	Mortier de pose	Horizontal	0.02	20	0.4
		Vertical	$0.02 \cdot 0.17 / 0.3$		0.23
3	Marche		$h/2 = 0.17/2$	22	1.87
4	Paillasse		$0.16 / \cos(\alpha)$	25	4.74
5	Enduit de ciment		$0.015 / \cos(\alpha)$	18	0.32
6	Garde de corps		/	/	0.6
<b>Charge permanent G</b>					<b>8.79</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>					<b>2.5</b>

## ➤ Palier :

Tableau II.12 : Evaluation des charges du palier des étage courant .

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.16	25	4
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5.43</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>2.5</b>

➤ Volée :

Tableau II.13 : Evaluation des charges sur la volée de l'étage courant.

	Charge permanent "G" (KN/m <sup>2</sup> )	Charge d'exploitation "Q" (KN/m <sup>2</sup> )
escalier de RDC	8.72	2.5
Escalier de entre-sol N°1	8.77	2.5
Escalier D'entrée RDC	8.94	2.5
Escalier de entre-sol N°2	8.66	2.5

➤ Palier :

Tableau II.14 : Evaluation des charges du palier aux autres étages

	Charge permanent "G" (KN/m <sup>2</sup> )	Charge d'exploitation "Q" (KN/m <sup>2</sup> )
Tout Les Type	5.43	2.5

II.2.4. Les murs extérieur et intérieurs

➤ Murs extérieurs

Tableau II.15 : Evaluation des charges des murs extérieurs.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment extérieur	0.015	18	0.27
2	Brique creuse de 15cm	0.015	/	1.3
3	Lame d'aire	0.05	/	/
4	Brique creuse de 10cm	0.01	/	0.9
5	Enduit plâtre intérieure	0.02	10	0.2
<b>Charge permanent G</b>				<b>2.67</b>

➤ Mur de séparation :

Tableau II.16 : Evaluation des charges des murs de séparations.

N°	Description	ρ(kN/m <sup>2</sup> )	Épaisseur "e" (m)	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en platre	10	0.02	0.20
2	Brique creuse	/	0.10	0.90
3	Enduit en platre	10	0.02	0.20
<b>Charge permanent G</b>				<b>1.30</b>

**II.3. Pré-dimensionnement des poteaux**

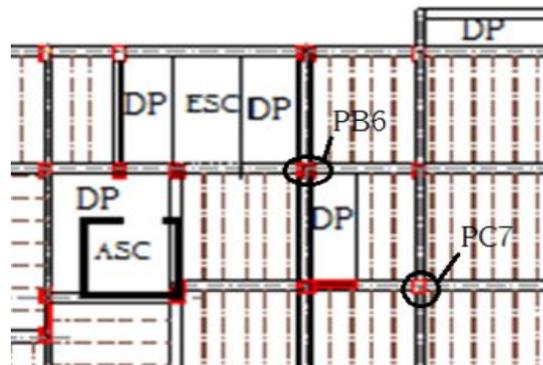
Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base. Le pré-dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- (1). Critère de résistance.
- (2). Critère de stabilité de forme (flambement).
- (3). Conditions de RPA.

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné 2 poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités à savoir :

- ✓ P C7
- ✓ P B6



On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suit

**Tableau II.17 : Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.**

Niveau	Dimensions (b*h) cm <sup>2</sup>	Poids propre G(KN) {G=h*b*He *γc}
Entresol 1et 2 et RDC	45*50	Les deux entresols =19.68 RDC =17.21
Etage 1et 2ème	40*45	13.77
Etages 3et 4	40*40	12.24
Etages 5et 6	35*40	10.71
Etages 7et 8	35*35	9.37

**II.4. Descente de charge**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et quia souvent la plus grande surface afférente soit le poteau **P C7** et **P B6**.

II.4.1. La loi de dégression

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2 \dots Q_n$  les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1, 2...n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- Sous la terrasse :  $Q_0$ .
- Sous le premier étage à partir du sommet (i=1) :  $Q_0+Q_1$ .
- Sous le deuxième étage (i=2) :  $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$ .
- Sous le troisième étage (i=3) :  $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$ .
- Sous le quatrième étage (i=4) :  $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ .
- Pour n étage ( $n \geq 5$ ) :  $Q_0+ (3+n) / (2*n) *(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$ .

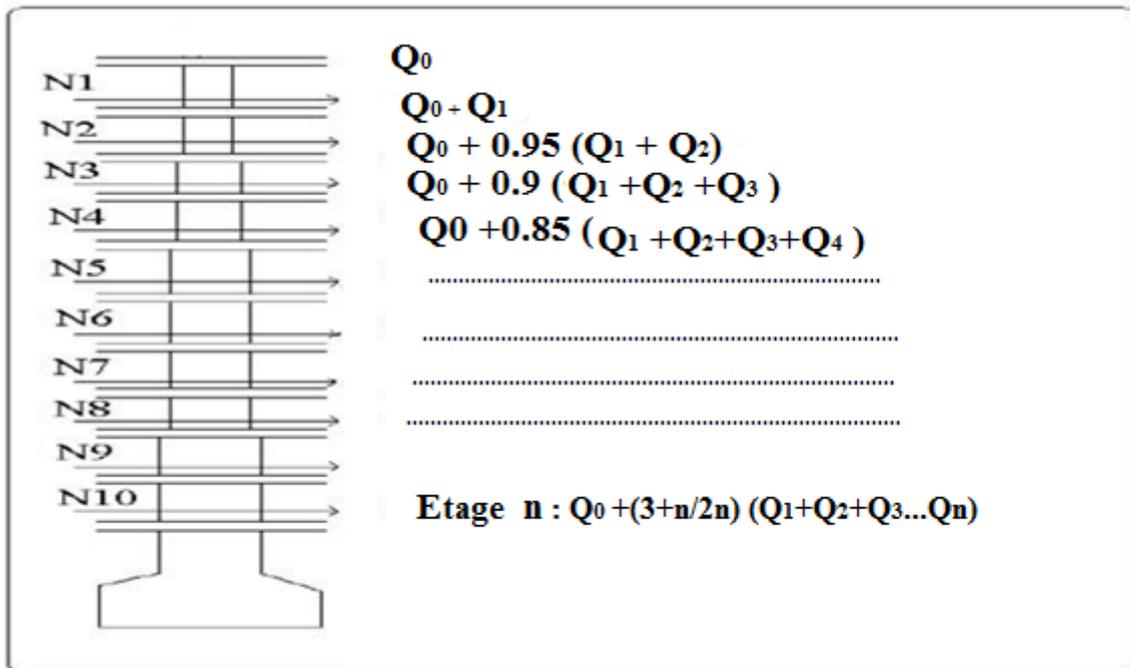


Figure II.13. Schéma de dégression des surcharges.

➤ Calcul Pour le poteau "PC7"

Calcul des planchers :

a) Terrasse inaccessible et étage courant :

Surfaces afférents:

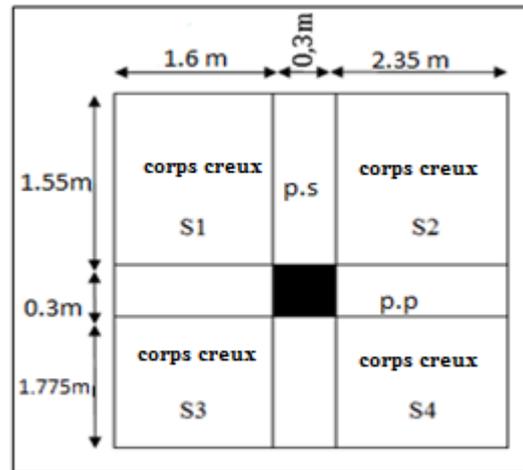
$$S1 = 1.55 * 1.6 = 2.48m^2$$

$$S2 = 2.35 * 1.55 = 3.64m^2$$

$$S3 = 1.6 * 1.775 = 2,84m^2$$

$$S4 = 2.35 * 1.775 = 4.17m^2$$

$$S_{total} = 13.13375m^2$$



Poids des planchers :

Plancher terrasse inaccessible :

$$Pt = 13.13 * 6,38 = 83.79KN.$$

Plancher étage courant (habitation):

$$pe = 13.13 * 5.21 = 68,42KN.$$

Calcul des poutres :

- Longueur des poutres :

$$L_{pp} = 3.95m$$

$$L_p = 3.32m$$

Poids des poutres :

$$G_p = \gamma_c * h_p * b_p * L_p$$

$$G_{pp} = 25 * 0,4 * 0,3 * 3,95 = 11.85 KN$$

$$G_{ps} = 25 * 0,4 * 0,3 * 3,325 = 9.975 KN$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (PC7) sont représentés dans le tableau II.12.

Figure II.14. La surface afférente du poteau PC7

Tableau II.18 : Evaluation de la descente de charge de poteau PC7.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	terrasse inaccessible	83.79	13.13
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	11.85	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.97	
	Poteau (35×35) cm <sup>2</sup>	9.37	
	<b>Total</b>	<b>114,98</b>	
N2	Venant de N1	114.98	19.7
	Plancher étage (habitation)	68.42	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	11.85	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.97	
	Poteau (35×35) cm <sup>2</sup>	9.37	
	<b>Total</b>	<b>214,59</b>	
N3	Venant de N2	214.59	19.7
	Plancher d'étage (habitation)	68.42	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	11.85	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.97	
	Poteau (35×40) cm <sup>2</sup>	10.71	
	<b>Total</b>	<b>315,54</b>	
N4	Venant de N3	315.54	19.7
	Plancher d'étage (habitation)	68.42	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	11.85	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.97	
	Poteau (35×40) cm <sup>2</sup>	10.71	
	<b>Total</b>	<b>416,49</b>	
N5	Venant de N4	416.49	19.7
	Plancher d'étage (habitation)	68.42	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	11.85	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.97	
	Poteau (40×40) cm <sup>2</sup>	12.24	
	<b>Total</b>	<b>518,97</b>	
N6	Venant de N5	518.97	19.7
	Plancher d'étage (habitation)	68.42	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	11.85	
	PS (30×35) cm <sup>2</sup>	9.97	
	Poteau (40×40) cm <sup>2</sup>	12.24	
	<b>Total</b>	<b>621,45</b>	
N7	Venant de N6	621.45	19.7
	Plancher d'étage (habitation)	68.42	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	11.85	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.97	
	Poteau (40×45) cm <sup>2</sup>	13.77	
	<b>Total</b>	<b>725,46</b>	

N8	Venant de N7	725.46	19.7
	Plancher d'étage (habitation)	68.42	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	11.85	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.97	
	Poteau (40×45) cm <sup>2</sup>	13.77	
	<b>Total</b>	<b>829,47</b>	
N9	Venant de N8	829.47	19.7
	Plancher d'étage (habitation)	68.42	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	11.85	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.97	
	Poteau (45×50) cm <sup>2</sup>	17.21	
	<b>Total</b>	<b>936,92</b>	
N10	Venant de N9	936.92	19.7
	Plancher d'étage (habitation)	68.12	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	11.85	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.97	
	Poteau (45×50) cm <sup>2</sup>	19.68	
	<b>Total</b>	<b>1044,37</b>	
N11	Venant de N9	1044.37	65.65
	Plancher d'étage (commercial)	68.42	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	11.85	
	PS (30×30) cm <sup>2</sup>	9.97	
	Poteau (45×50) cm <sup>2</sup>	19.68	
	<b>Total</b>	<b>1156,76</b>	
$N_s = G_t + Q_t \quad N_s = 1327,8KN$			
$N_u = 1.35G_t + 1.5 Q_t \quad N_u = 1818,19KN$			

➤ Calcul Pour le poteau "PB6"

Calcule des planchers :

A. Terrasse inaccessible

Surfaces afférents:

$$S1 = 1.55 * 0.275 = 0.42m^2$$

$$S2 = 1.6 * 1.55 = 2.48m^2$$

$$S3 = 1.55 * 0.2 = 0.31m^2$$

$$S4 = 1.55 * 1.825 = 2.82m^2$$

$$S_{total} = 6.045m^2$$

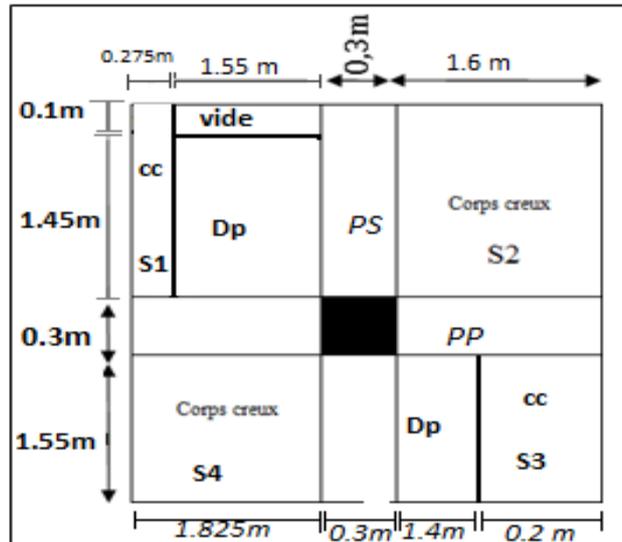


Figure II.15. La surface afférente du poteau PB6. (Terrasse inaccessible + Etage courant.

Poids des planchers :

Plancher terrasse inaccessible

$$Pt = 6.38 * 6.045 = 38.56KN.$$

Calcul les surface des plancher dalle pleine :

$$Sdp1 = 1.55 * 1.45 = 2.2475 m^2$$

$$Sdp2 = 1055 * 1.4 = 2.17 m^2$$

$$Sdp = 4.4175 m^2$$

Poids des plancher terrasse inaccessible dalle pleine :

$$G = 4.4175 * 7.28 = 32.15 kN$$

Calcul des poutres :

- Longueur des poutres :

$$L_{pp} = 3.42m$$

$$L_{ps} = 3.1m$$

Poids des poutres :

$$Gp = \gamma_c * h_p * b_p * L_p$$

$$G_{pp} = 25 \cdot 0,4 \cdot 0,3 \cdot 3,425 = 10,275 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \cdot 0,4 \cdot 0,3 \cdot 3,1 = 9,9 \text{ KN}$$

**B. Les étages courant et les deux Entresol (avec escalier) :**

**Surfaces afférents:**

$$S_2 = 1,55 \cdot 1,6 = 2,48 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,825 \cdot 1,55 = 2,828 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 0,2 \cdot 1,55 = 0,31 \text{ m}^2$$

$$S_{total} = 5,61875 \text{ m}^2$$

**Poids des planchers :**

Plancher :

$$P_p = 5,61875 \cdot 5,21 = 29,27 \text{ KN}$$

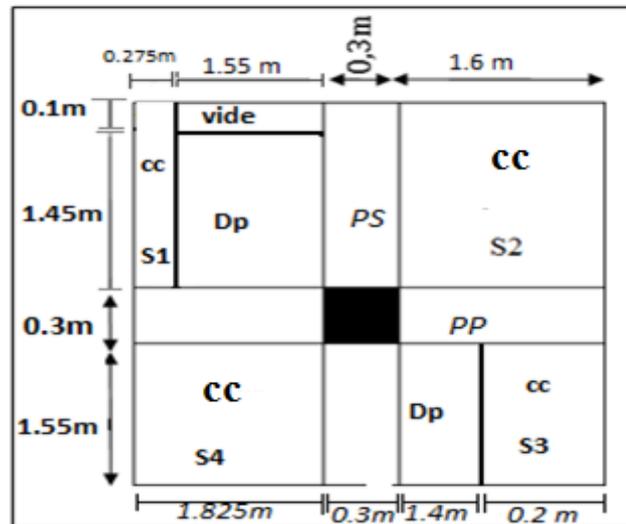


Figure II.16. La surface afférente du poteau

PB6. (Étage courant et 2 entresols)

**Dalle pleine :**  $S = 1,4 \cdot 1,55 = 2,17 \text{ m}^2$

- **Poids de plancher dalle pleine :**

$$G = 2,17 \cdot 6,11 = 13,25 \text{ KN}$$

$$Q = 2,17 \cdot 1,5 = 3,255 \text{ KN}$$

- **LES ESCALIER :**

- **La volée :**

$$\alpha = 32,52^\circ$$

$$l_v = \frac{0,275}{\cos 32,52} = 0,326 \text{ m}$$

$$S_v = 1,5 \times 0,326 = 0,489 \text{ m}^2$$

Poids de la volée :  $G_v = G_v \cdot S_v$

$$G_v = 8,79 \cdot 0,489 = 4,29 \text{ KN}$$

$$Qv = 2.5 * 0.489 = 1.22 \text{ KN}$$

- **Palier :**

$$Sp = 1.55 * 1.55 = 2.4025 \text{ m}^2$$

$$Gp = 2.4025 * 5.43 = 13.04 \text{ KN}$$

$$Qp = 2.4025 * 1.5 = 6 \text{ KN}$$

$$Gescalier = 17.33 \text{ KN}$$

$$Qescalier = 7.22 \text{ KN}$$

a) **Le RDC :**

**Surfaces afférents:**

$$S2 = 1.55 * 1.6 = 2,48 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.825 * 1.55 = 2,828 \text{ m}^2$$

$$S4 = 0.2 * 1.55 = 0.31 \text{ m}^2$$

$$Stotal = 5.61875 \text{ m}^2$$

- **Dalle pleine :**

$$S = 1.4 * 1.55 = 2.17 \text{ m}^2$$

- **Poids de plancher dalle pleine :**

$$G = 2.17 * 6.11 = 13.25 \text{ KN}$$

$$Q = 2.17 * 1.5 = 3.255 \text{ KN}$$

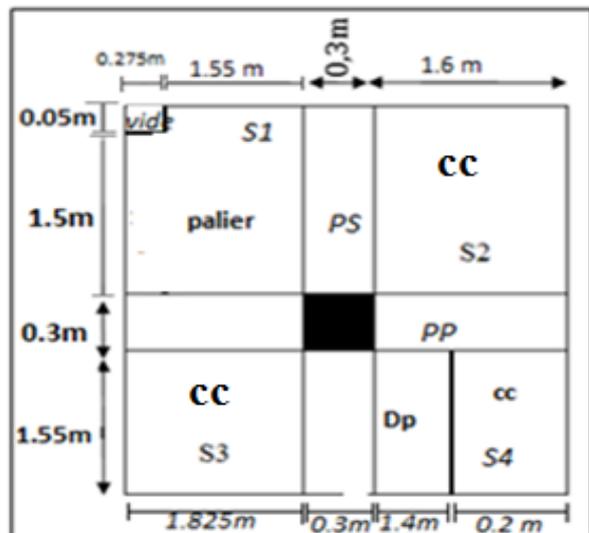


Figure II.17. La surface afférente du poteau PB6. (RDC)

**L'escalier :**

**Surface de palier :**

$$Sp = 1.65 * 2.19 = 2.62 \text{ m}^2$$

- **Poids de palier :**

$$Gesc = Gv * Sv = 15.2 \text{ KN}$$

$$Qesc = Qv * Sv = 7 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (PD6) sont représentés dans le tableau II.13.

**Tableau II.19 : Evaluation de la descente de charge de poteau PD6.**

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	terrasse inaccessible	38.56	10.46
	Dalle pleine	32.15	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	10.27	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.3	
	Poteau (35×35) cm <sup>2</sup>	9.37	
	<b>Total</b>	<b>99.65</b>	
N2	Venant de N1	99.65	18.9
	Plancher étage (habitation)	29.27	
	Dalle pleine	13.25	
	Escalier (v+p)	17.33	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	10.27	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.3	
	Poteau (35×35) cm <sup>2</sup>	9.37	
	<b>Total</b>	<b>188.44</b>	
N3	Venant de N2	188.44	18.9
	Plancher d'étage (habitation)	29.27	
	Dalle pleine	13.25	
	Escalier (v+p)	17.33	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	10.27	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.3	
	Poteau (35×40) cm <sup>2</sup>	10.71	
	<b>Total</b>	<b>278.57</b>	
N4	Venant de N3	278.57	18.9
	Plancher d'étage (habitation)	29.27	
	Dalle pleine	13.25	
	Escalier (v+p)	17.33	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	10.27	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.3	
	Poteau (35×40) cm <sup>2</sup>	10.71	
	<b>Total</b>	<b>368.7</b>	
	Venant de N4	368.7	18.9
	Plancher d'étage (habitation)	29.27	
	Dalle pleine	13.25	
	Escalier (v+p)	17.33	

N 5	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	10.27	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.3	
	Poteau (40×40) cm <sup>2</sup>	12.24	
	<b>Total</b>	<b>460.36</b>	<b>74.72</b>
N6	Venant de N5	460.36	
	Plancher d'étage (habitation)	29.27	
	Dalle pleine	13.25	
	Escalier (v+p)	17.33	18.9
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	10.27	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.3	
	Poteau (40×40) cm <sup>2</sup>	12.24	
<b>Total</b>	<b>552.02</b>	<b>86.01</b>	
N7	Venant de N6	552.02	
	Plancher d'étage (habitation)	29.27	
	Dalle pleine	13.25	
	Escalier (v+p)	17.33	18.9
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	10.27	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.3	
	Poteau (40×45) cm <sup>2</sup>	13.77	
<b>Total</b>	<b>647.21</b>	<b>95.51</b>	
N8	Venant de N7	647.21	
	Plancher d'étage (habitation)	29.27	
	Dalle pleine	13.25	
	Escalier (v+p)	17.33	18.9
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	10.27	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.3	
	Poteau (40×45) cm <sup>2</sup>	13.77	
<b>Total</b>	<b>738.4</b>	<b>104.96</b>	
N9	Venant de N8	738.4	
	Plancher d'étage (habitation)	29.27	
	Dalle pleine	13.25	
	Escalier (v)	15.2	18.68
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	10.27	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.3	
	Poteau (45×50) cm <sup>2</sup>	17.21	
<b>Total</b>	<b>832.9</b>	<b>114.26</b>	
	Venant de N9	832.9	
	Plancher d'étage (habitation)	29.27	18.9

N10	Dalle pleine	13.25	
	Escalier (v+p)	17.33	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	10.27	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.3	
	Poteau (45×50) cm <sup>2</sup>	19.68	
	<b>Total</b>	<b>932</b>	<b>123.71</b>
	Venant de N9	932	
N11	Plancher d'étage (commercial)	29.27	46.17
	Dalle pleine	13.25	
	Escalier (v+p)	17.33	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	10.27	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.3	
	Poteau (45×50) cm <sup>2</sup>	19.68	
	<b>Total</b>	<b>1031.1</b>	<b>150.89</b>
$N_s = G_t + Q_t \quad N_s = 1181.99 \text{ KN}$			
$N_u = 1.35G_t + 1.5 Q_t \quad N_u = 1618.32 \text{ KN}$			

Tableau II.20 : Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux.

Poteau	G (KN)	Q (KN)	ELS	ELU
PB6	1031.1	150.89	1181.99	1618.32
PC7	1156.76	171.047	1327.8	1818.19

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (**PC7**) qui est le plus sollicité sous charges verticales.

D'après le BAEL 91 (Art B.8.1,1), l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de **10%**.

$$Nu' = 1.1 * 1818.19 = \mathbf{2000KN}$$

$$Nu' = \mathbf{2000KN}$$

## II.5. Vérification des poteaux

### II.5.1. Vérification à la compression simple

#### Sous-sol 2

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \text{ avec } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2000 \times 10^{-3}}{14,2} \Rightarrow B \geq 0,14 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

$\gamma_b = 1,5$  : coefficient de sécurité du béton.

Or, pour le poteau à la base (poteau du l'entre sol 02)  $B = 0,45 \times 0,5 = 0,225 \text{ m}^2$

Donc :  $B = 0,225 \text{ m}^2 \geq 0,14 \text{ m}^2$  ..... Condition vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plussollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau II.14.

**Tableau II.21 : Résultats de la Vérification à la compression simple.**

Etages	Nu' (KN)	(a*b) cm <sup>2</sup>	Comparaison (Badop ≥ Bcalc)		Observation
			Badop(m <sup>2</sup> )	Bcalc(m <sup>2</sup> )	
8	201.15	35*35	0.1225	0,01	Vérifiée
7	389.78	35*35	0.1225	0,02	Vérifiée
6	577.09	35*40	0.14	0,04	Vérifiée
5	776.4	35*40	0.14	0,05	Vérifiée
4	943.89	40*40	0.16	0,06	Vérifiée
3	1123.38	40*40	0.16	0,07	Vérifiée
2	1301.84	40*45	0.18	0,09	Vérifiée
1	1480.31	40*45	0.18	0,104	Vérifiée
RDC	1664.12	45*50	0.225	0,12	Vérifiée
ES1	1847.92	45*50	0.225	0,13	Vérifiée
ES2	2000	45*50	0.225	0,14	Vérifiée

**II.5.2. Vérification au flambement:**

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{ Art (B.8.4.1) [4]}$$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des armatures

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda < 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda < 70. \end{cases}$$

$\gamma_b = 1.5$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s = 1.15$  : coefficient de sécurité des aciers

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$ .

On calcule l'élanement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$ .

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : Moment d'inertie :  $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$B_r' = \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$Br = (a-2) \times (b-2)$ , Il faut vérifier que :  $Br \geq Br_{calc}$

**Tableau II.22** : Résultats de la vérification au flambement.

Etages	Nu(KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	$(Br \geq Br_{calc})$		Observation
					Br(m <sup>2</sup> )	Br <sub>calc</sub> (m <sup>2</sup> )	
8	201.15	0,101	21,20	0,792	0,108	0,011	Vérifiée
7	389.78	0,101	21,20	0,792	0,108	0,022	Vérifiée
6	577.09	0,115	18,55	0,805	0,125	0,032	Vérifiée
5	776.4	0,115	18,55	0,805	0,125	0,043	Vérifiée
4	943.89	0,115	18,55	0,805	0,144	0,053	Vérifiée
3	1123.38	0,115	18,55	0,805	0,144	0,063	Vérifiée

2	1301.84	0,129	16,6	0,813	0.163	0,072	Vérifiée
1	1480.31	0,129	16,6	0,813	0,163	0,082	Vérifiée
RDC	1664.12	0,144	14,87	0,820	0.206	0,092	Vérifiée
SS1	1847.92	0,144	17,01	0,811	0,206	0,103	Vérifiée
SS2	2000	0,14	17,01	0,811	0.206	0,117	Vérifiée

**Conclusion**

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes:

**Tableau II.23 : Les dimensions adoptées**

éléments structuraux	Dimensions adopté (cm <sup>2</sup> )
Poutres principal	30*40
Epaisseur des voiles	20 cm
Poutres secondaires	30*35
Poteaux ES2 et ES1 et RDC	45*50
Poteaux Etage 1 et étage 2	40*45
Poteaux Etage 3 et étage 4	40*40
Poteaux Etage 5 et étage 6	35*40
Poteaux Etage 7 et étage 8	35*35

*Chapitre III*  
*Etude des éléments*  
*secondaire*

### ***Introduction***

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

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

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires, le calcul va concerner les éléments suivants :

- Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- Les poutres de chaînage.
- La dalle d'ascenseur.
- L'acrotère.
- Poutre brisé
- Les escaliers.
- Poutre palier

### ***III.1. Calcul des planchers***

Nous rappelons que nous avons deux types de planchers, planchers corps creux et planchers dalles pleines.

#### ***III.1.1. Plancher à corps creux***

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, des poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

##### ***III.1.1.1. Poutrelles***

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au Cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

#### **A. La méthode utilisée**

##### **A.1. Méthode Forfaitaire**

Cette méthode proposée par Le **BAEL 91 (Art.B.6.210)** pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions suivantes sont vérifiées:

- Plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ).
- Le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq L_i/(L_{i+1}) \leq 1.25$ .
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ( $I=\text{constant}$ ).
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

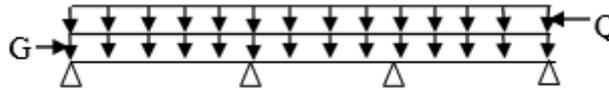


Figure III.1 : schéma statique des poutrelles

- **Exposé de la méthode**

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie  $Q$  et soit  $\alpha$  coefficient traduisant l'importance de.

$Q/Q+G$

- **Moment sur appuis**
- ✓ **Appuis intermédiaires**

Les moments en appuis sont de l'ordre de :

- **0.6M<sub>0</sub>** pour une poutre à deux travées.
- **0.5M<sub>0</sub>** pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- **0.4M<sub>0</sub>** pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- **M<sub>0</sub>** : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q * l^2}{2}$$

**M<sub>d</sub>** : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée. **M<sub>g</sub>** : moment sur l'appui de gauche de la travée considérée. **M<sub>t</sub>** : moment en travée de la travée considérée.

**l<sub>i</sub>** : portée de la travée.

✓ Appui de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconisait de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à  $(-0.15M_0)$ .

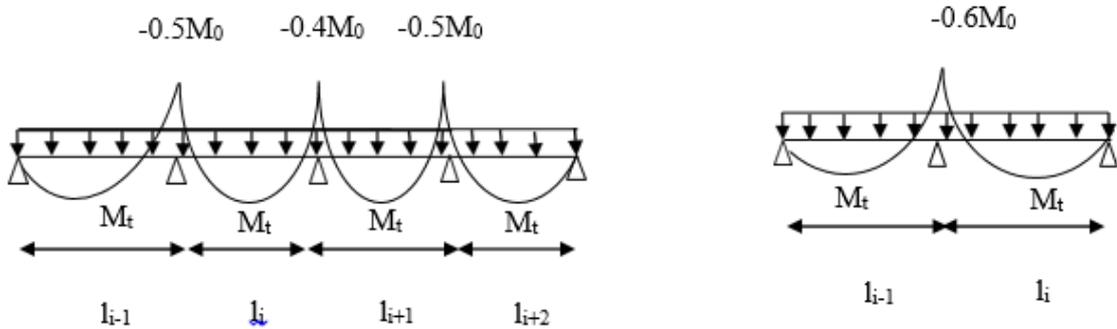


Figure III.2 . diagramme des moments sur les poutrelles

• Moments en travées

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et sur appui  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier

① .....  $M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{array} \right.$

② .....  $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots \text{travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$

• Evaluation des efforts tranchants

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisins de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode Résistance des matériaux, tenant compte de la continuité.

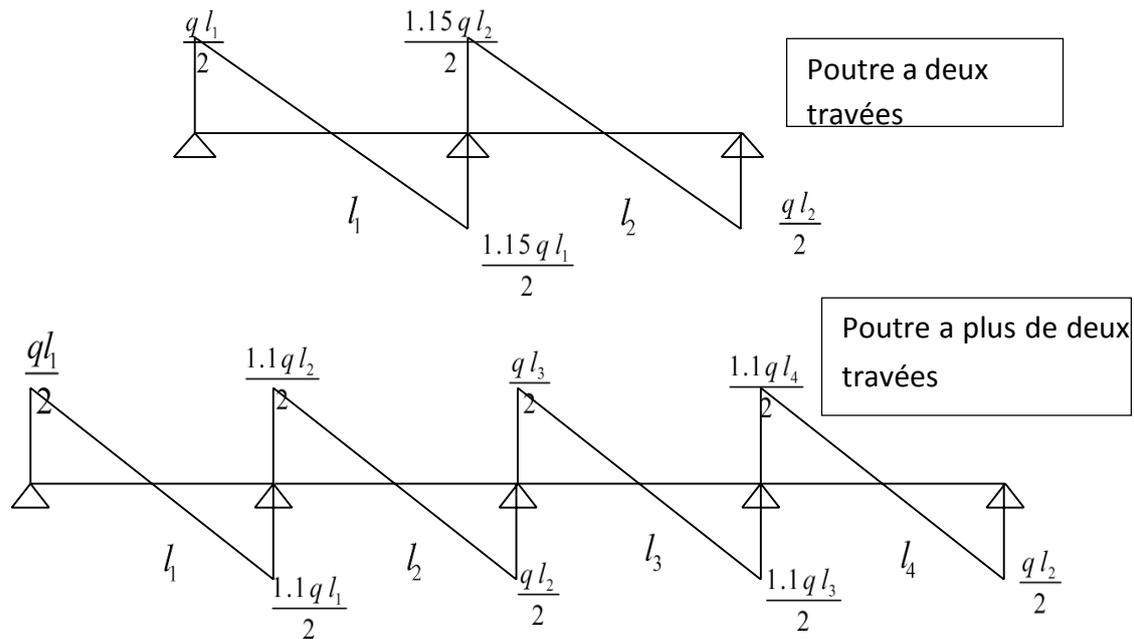


Figure III. 3 : diagramme de l'effort tranchant des poutrelles

**A.2. Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)**

- **Condition d'application**

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé

$$(Q > \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G)).$$

- **Principe de la méthode**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

- **Application de la méthode**

- ✓ **Moment en travée**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (l - x); \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

✓ **Moment en appui**

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

$l'_g, l'_d$  : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.

$q_g, q_d$  : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

$$l' = \begin{cases} 0,8l & \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire.} \\ l & \dots\dots\dots \text{travée de rive.} \end{cases}$$

✓ **Efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

$M_i$  : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

$M_{i+1}$  : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

$l_i$  : Portée de la travée.

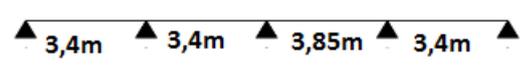
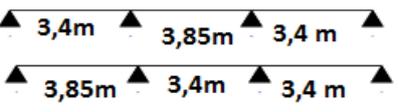
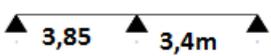
**Remarque**

Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de Caquot minorée, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par  $G' = 2/3 G$ .

III.1.1.2. Différents types de poutrelles

On distingue quatre (4) principaux types illustrés dans le tableau III.1

Tableau III.1. Les différents Types de poutrelles.

Types	Schéma statique
1 <sup>er</sup> type Habitation Et Commercial	
2 <sup>ème</sup> type Terrasse inaccessible Et Habitation. Et Commercial	
3 <sup>ème</sup> type Tout les étages	
4 <sup>ème</sup> type Tous les étages	

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant

Tableau III.2. vérification d'application de la méthode forfaitaire.

Types de poutrelles	Conditions d'application De la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1,2,3	Verifies	$Q_{max} = 5 \text{KN} / \leq \min(5 \text{KN}/\text{m}^2; 2G)$ $F. P. N$ $0,8 \leq (L_i / L_{i+1}) \leq 1,25$ $I = \text{constant}$	Méthode forfaitaire
Type 4		calcul comme une poutrelle isostatique	

Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles.

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$  ;  $p_u = q_u * b$ .

ELS :  $q_s = Q + G$  ;  $p_s = q_s * b$  avec :  $b = 0.65\text{m}$

Tableau III.3. Charges qui reviennent sur le plancher et la poutrelle et combinaisons d'actions.

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			qu (KN/m <sup>2</sup> )	pu (KN/ml)	qs (KN/m <sup>2</sup> )	ps (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.38	1	10.113	6.573	7.38	4.797
Terrasse accessible	6.41	1.5	10.903	7.087	7.91	5.141
Etage d'habitation	5.21	1.5	9.283	6.034	6.71	4.361
Etage commercial	5.21	5	14.533	9.446	10.21	6.636

On prendra comme exemple les poutrelles type03 du plancher étage courant et du type 6 terrasse inaccessible, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

III.1.1.3. Calcul des sollicitations dans la poutrelle Type 4 (Tous les étages)

A. Calcul des moments



Figure III.4. Schéma statique de poutrelle type 4.

• Moment en travée

On a une seule travée à étudier

$$M_0 = \frac{p.l^2}{8}$$

• A l'ELU:

$$M_{0AB} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{6.034 * 4.7^2}{8} = 16.661 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(\text{étage courant})$$

$$M_{0AB} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{6.573 * 4.7^2}{8} = 18.149 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(\text{étage de la tresse inaccessible})$$

$$M_{0AB} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{7.087 * 4.7^2}{8} = 19.568 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(\text{étage de tarasse accessible})$$

$$M_0^{AB} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{9.446 \cdot 4.7^2}{8} = 26.082 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{étage commercial})$$

- **A P'ELS**

$$M_0^{AB} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{4.361 \cdot 4.7^2}{8} = 12.041 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{étage courant})$$

$$M_0^{AB} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{4.797 \cdot 4.7^2}{8} = 13.245 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{étage de tarasse accessible})$$

$$M_0^{AB} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{5.41 \cdot 4.7^2}{8} = 14.938 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{étage de la tresse inaccessible})$$

$$M_0^{AB} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{6.636 \cdot 4.7^2}{8} = 18.323 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{étage commercial})$$

- **Moment en appuis**

- ✓ **Appuis de rive**

$$M_A = M_B = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15 \times M_0$ .

- **A P'ELU**

$$M_A = M_B = -0.15 \times 16.661 = -2.5 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{Étage courant})$$

$$M_A = M_B = -0.15 \times 18.149 = -2.772 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{étage de la tresse inaccessible})$$

$$M_A = M_B = -0.15 \times 19.568 = -2.935 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{étage de tarasse accessible})$$

$$M_A = M_B = -0.15 \times 26.082 = -3.912 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{étage commercial})$$

- **A P'ELS**

$$M_A = M_B = -0.15 \times 12.041 = -1.806 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{Étage courant})$$

$$M_A = M_B = -0.15 \times 13.245 = -1.986 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{étage de la tresse inaccessible})$$

$$M_A = M_B = -0.15 \times 14.938 = -2.2407 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{étage de tarasse accessible})$$

$$M_A = M_B = -0.15 \times 18.323 = -2.748 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{étage commercial})$$

#### III.1.1.4. Les efforts tranchants

• A'ELU

$$V_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{6.034 \cdot 4.7}{2} = 14.18 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{Étage courant})$$

$$V_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{6.573 \cdot 4.7}{2} = 15.446 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{étage de la tresse inaccessible})$$

$$V_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{7.087 \cdot 4.7}{2} = 16.654 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{étage de tarasse accessible})$$

$$V_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{9.446 \cdot 4.7}{2} = 22.198 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{étage commercial})$$

• A'ELS

$$V_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{4.361 \cdot 4.7}{2} = 10.248 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{Étage courant})$$

$$V_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{4.797 \cdot 4.7}{2} = 11.272 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{étage de la tresse inaccessible})$$

$$V_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{5.141 \cdot 4.7}{2} = 12.081 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{étage de tarasse accessible})$$

$$V_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{6.636 \cdot 4.7}{2} = 15.594 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{étage commercial}).$$

• Les degrés de surcharge:

$$\alpha = Q / (G + Q)$$

$$\alpha = 0.19 \dots\dots\dots (\text{Étage courant le plus sollicité})$$

$$\alpha = 0.49 \dots\dots\dots (\text{Étage commercial})$$

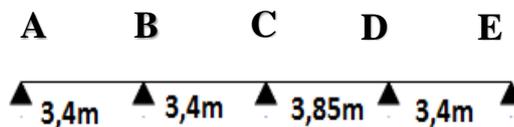


Figure III.5. Schéma poutrelle type 1

Tableau III.4. Les sollicitations de la poutrelle type 1

			ELU	ELS	Evaluation des efforts tranchants (Kn)
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Appuis de rive	A	-2.047	-1.438	16
		E	-2.047	-1.438	-16
	Appuis intermédiaires	B	-8.752	-6.149	-20.004
		C	-7.002	-4.919	-18.185
		D	-6.826	-4.795	-17.666
	Moment en travées	AB	11.282	7.925	
		BC	12.2	8.571	
		CD	8.744	6.149	
		DE	12.245	8.602	



Figure III. 6. Schéma poutrelle type 2.1

Tableau III.5. Les sollicitations de la poutrelle type 2.1

			ELU	ELS	Evaluation des efforts tranchants(Kn)
Evaluation des moments fléchissant (Kn.m)	Appuis de rive	A	-2,04	-1,43	16.06
		D	-2,04	-1,43	20.004
	Appuis intermédiaires	B	-8.752	-6.149	-20.004
		C	-8.752	-6.149	-16.06
	Moment en travées	AB	11.282	7.925	
		BC	11.325	7.565	
		CD	11.382	7.925	

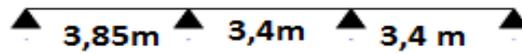


Figure III.7.Schéma poutrelle type 2.2

Tableau III.6.Les sollicitations de la poutrelle type 2.2

			ELU	ELS	Evaluation des efforts tranchants(Kn)
Evaluation des moments fléchissant (Kn.m)	Appuis de rive	A	-2,625	-1,844	16.06
		D	-2,625	-1,844	20.004
	Appuis intermédiaires	B	-8.725	-6.149	17.666
		C	-6.826	-4.795	-16.06
	Moment en travées	AB	15.701	11.03	
		BC	7.865	5.528	
		CD	12.245	8.602	



Figure III.8.Schéma poutrelle type 3

Tableau III.7.Les sollicitations de la poutrelle type 3

			ELU	ELS	Evaluation des efforts tranchants(Kn)
Evaluation des moments fléchissant	Appuis de rive	A	-2,625	-1,844	18.185
		C	-2,625	-1,844	-20.913
	Appuis intermédiaires	B	-10.502	-7.378	-16.06
	Moment en travées	AB	14.826	10.416	
		BC	10.407	7.311	

III.1.1.5. Ferrailage des poutrelles

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle « type 4 Etage courant » qui est sollicitée par :

Tableau III.8. Les sollicitations de la poutrelle type 4 étage courant

	ELU	ELS
$M_t$ (KN.m)	19.568	14.938
$M_a$ (KN.m)	-2.935	-2.24
$V^{max}$ (KN)	16.654	

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 10\text{cm}; h = 16\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; ht = 20\text{cm}.$$

**A. Calcul à l'ELU**

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

- **Ferrailage en travée**
- ✓ **Armature longitudinales**

Calcul de  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = b * h_0 * f_{bu} (d - h_0/2) = 0.65 * 0.04 * 14.2 * (0.18 - 0.02)$$

$$M_{tu} = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_t \text{ max} = 19.568 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t \text{ max} \rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée ; l'axe neutre passe donc par la table de compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire  $b * h$ .

✓ **Calcul la section des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{0,019568}{14,2 * 0,65 * 0,18^2} = 0,0654 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

Ce qui donne:  $A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0654}] = 0,084$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,084) = 0,1739 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,019568}{0,1739 \times 348} = 3,39 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

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

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \text{ Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1 / 400 = 1,41 \text{ cm}$$

$AT = 3,39 \text{ cm}^2 \geq 1,41 \text{ cm}$ ..... condition vérifiée

• **Ferraillage aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ( $b_0 \times h$ ).

✓ **Appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{2,935 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,0637 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 ; f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,082 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,175 \text{ m} \end{cases} \quad A_a = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{2,935 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 0,48 \text{ cm}^2$$

Soit:  $A_t = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$

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

$$AT \geq A_{\min} \text{ avec : } A_{\min} = 0,23bd \times f_{t28}/f_e$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2,1 / 400 = 0.21cm$$

$$AT = 0.48 cm^2 \geq 0.21cm \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

✓ **Armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_l \text{ min } , h/35, b_0/10) \qquad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (12 , 20/35 , 100/10) = 5.71 \text{ mm Soit : } \Phi_t = 6 \text{ mm.}$$

On choisit un étrier avec  $A_t = 2\Phi6 = 0.57cm^2$ .

✓ **Espacement**

$$St \leq \min(0.9d, 40cm) = 16.2cm$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 59 \text{ cm} \qquad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)} = 79 \text{ cm}$$

$\alpha=90^\circ$  flexion simple, armatures droites.

Avec  $K = 1$  (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible). Soit :  
 $St = 15 \text{ cm.}$

**B. Vérifications à ELU**

• **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u} \text{ Avec: } \overline{\tau_u} = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V_u = 16.654 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{16.654 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18} = 0.142 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement

✓ Vérification des armatures longitudinales ( $A_l$ ) à l'effort tranchant ( $V_u$ )

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \quad \text{Avec : } A_l = 0.478 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 0.478 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 16.654 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.0873 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée. Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement

✓ Vérification de la bielle

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \end{cases} \Rightarrow \boxed{V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}}$$

$$a = \min[0.9 d, \text{ largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}]$$

$$\underline{\text{A.N}} : a = \min[16.2 \text{ cm}, 26 \text{ cm}] = 16.2 \text{ cm}.$$

$$V_u = 16.654 \text{ KN} \leq 108.1 \text{ KN}$$

*Commentaire: La bielle est vérifiée.*

**C. Vérifications à l'ELS**

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

- **Vérification à l'état limite de compression du béton:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{BAEL91 (Art 4.5.2)}$$

✓ **En travée**

Position de l'axe neutre :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = -192 \text{ cm} < 0$$

⇒ Calcule d'une section rectangulaire b x h :

Calcul de l'axe neutre y

$$b/2 * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$50y^2 + 27 y - 551.7 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : y = 4.61 cm

Calcul de I:

$$I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 A (d - y)^2$$

$$I = 11235.6 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sr}}{I} * Y = \frac{14.938 * 10^{-3}}{11235.6 * 10^{-8}} * 4.61 = 6.129 \text{ Mpa}$$

Donc:  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

✓ **En appuis :**

$$M_{sr} = -2.24 \text{ KN.m} ; A = 1.13 \text{ cm}^2 ; H = 2.82 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

.

✓ **Position de l'axe neutre :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire (b<sub>0</sub> × h)

✓ **Calcul de y :**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A_{st}(y - d) = 0$$

$$5y^2 + 16.95y - 305.1 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) :  $y = 6.34 \text{ cm}$

✓ **Calcul de I:**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A_{st}(d - y)^2$$

$$I = 3153.77 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sr}}{I} * Y = \frac{2.24 * 6.3 * 10^3}{3153.77 * 10^{-8}} = 4.4746 \text{ Mpa}$$

Donc:  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

**D. Vérification de l'état limite de déformation**

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins de stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire **BAEL l'article (B.6.5.1) et(CBA93)**.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

**h** : Hauteur de la poutrelle

**L** : Longueur de la travée

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée

**M<sub>0</sub>** : Moment isostatique de cette travée

**A<sub>s</sub>** : Section des armatures choisies

.

On a :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{470} = 0.0425 \leq \frac{8.59}{15 \times 8.59} = 0.0626 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

$$\frac{3.39}{10 \times 18} = 0.0188 \geq \frac{4.7}{400} = 0.011759 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire la flèche totale est définie d’après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adem} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 9.4 \text{ mm}$$

$f_{gv}$  Et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l’ensemble des charges appliquées (G + Q).

✓ **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G'$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d’exploitation.

**Remarque :**

Les différents moments  $M_{jser}$ ,  $M_{gser}$  et  $M_{pser}$  sont calculés avec la méthode de **CAQUOT** pour les différents chargements.

✓ **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre :  $Y = 4.58 \text{ cm}$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})} \quad v = 7.126 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$I_0 = 10872 \text{ cm}^4$  ..... (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) ( $\text{cm}^4$ ))

$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{3.39}{10 * 18} = 0.018$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

• **Calcul des déformations  $E_i$  et  $E_v$**

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$  .....Module de déformation longitudinale Différée du béton.

$$E_v = 10818.865 \text{ MPa}$$

$E_i = 3 \times E_v$ .....Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_i = 32456.586 \text{ MPa}$$

✓ **Contraintes**

$\sigma_s$  : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

✓ Inerties fictives ( $I_f$ ) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

✓ Calcul des moments

$$M_{serg} = \frac{q_g \times L^2}{8}$$

$$M_{serj} = \frac{q_j \times L^2}{8}$$

$$M_{serp} = \frac{q_p \times L^2}{8}$$

✓ Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

Les résultants sont résumés dans ce tableau :

Tableau III.9. Vérification de l'état limite de déformation

	Terrasse inaccessible
Condition 1	condition non vérifiée
Condition 2	condition non vérifiée
Condition 3	condition vérifiée
$q_G(KN/m)$	4.166
$q_j(KN/m)$	1.852
$q_p(KN/m)$	5.141
$M_t^G(KN.m)$	8.627
$M_t^J(KN.m)$	3.834
$M_t^P(KN.m)$	10.646
$y_G(10^{-2})$	7.126
$I_0(10^{-4} m^4)$	2.0405
$\rho$	0.018

$\Delta i$	2.268
$\Delta v$	0.907
$Y(10^{-2})$	4.58
$I(10^{-4} \text{ m}^4)$	1.0872
$\sigma_{sg}(\text{Mpa})$	159.732
$\sigma_{sp}(\text{Mpa})$	197.115
$\sigma_{sj}(\text{Mpa})$	70.988
$\mu_g$	0.694
$\mu_j$	0.505
$\mu_p$	0.782
$I_{f_{gi}} (10^{-5} \text{ m}^4)$	0.872026
$I_{f_{gv}} (10^{-5} \text{ m}^4)$	1.377507
$I_{f_{j}}(10^{-5} \text{ m}^4)$	1.046263
$I_{f_{pi}}(10^{-5} \text{ m}^4)$	0.8092767
$f_{gi}(\text{mm})$	6.733
$f_{gv}(\text{mm})$	12.427
$f_{ji}(\text{mm})$	2.517
$f_{pi}(\text{mm})$	8.953
$\Delta f(\text{mm})$	12.13
$f^{\prime}(\text{mm})$	9.4
$\Delta f < f^{\prime}$	Condition non vérifiée

Après certaine vérification on a obtenu le ferrailage suivant :

$$3\text{HA}14 + 1\text{HA}12 \dots A_s = 5.75 \text{ cm}^2$$

$$\Delta f = 8.719 \text{ mm} < f = 9.4 \text{ mm} \dots \text{condition vérifiée.}$$

### III.1.1.6. Calcul des sollicitations dans la poutrelle Type 4 Etage commerce

#### A. Ferrailage des poutrelles

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle « type 4 Etage commercial » qui est sollicitée par :

Tableau III.10. les sollicitations de la poutrelle étage commercial

	ELU	ELS
$M_t$ (KN.m)	26.082	18.823
$M_a$ (KN.m)	3.912	-2.748
$V^{\max}$ (KN)	22.198	

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$b=65\text{cm}$ ;  $b_0=10\text{cm}$ ;  $h=16\text{cm}$ ;  $h_0=4\text{cm}$ ;  $h_t=20\text{cm}$ .

#### A.1. Calcul à l'ELU

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

- Ferrailage en travée  $\mu$
- ✓ Armature longitudinales

Calcul de  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = b * h_0 * f_{bu} (d - h_0/2) = 0.65 * 0.04 * 14.2 * (0.18 - 0.02)$$

$$M_{tu} = 59.072 \text{ kn.m} ; M_t = 26.082 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée; l'axe neutre passe donc par la table de compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

Calcul la section des armatures :

Tableau III.11. calcul la section des armatures

	M(kn. m)	U <sub>bu</sub>	α	Z	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A(cm <sup>2</sup> ) adopté
En travée	26.082	0.872	0.1142	0.1717	4.36	3HA14	4.62
En appuis	3.912	0.085	0.111	0.172	0.65	1HA10	0.79

- Les vérifications nécessaires
- ✓ Vérification de la condition de non fragilité

**En travée:**

$$AT \geq Amin. avec : Amin = 0.23bd \times ft28/fe$$

$$ft28 = 0.6 + 0.06fc28 = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 MPa.$$

$$\Rightarrow Amin = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2,1 / 400 = 1.41cm$$

$$AT = 4.62 cm^2 \geq 1.41cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la condition de non fragilité
- ✓ En Appuis

$$AT \geq Amin. avec : Amin = 0.23bd \times ft28/fe$$

$$ft28 = 0.6 + 0.06fc28 = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 MPa$$

$$\Rightarrow Amin = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2,1 / 400 = 0.21cm$$

$$AT = 0.79 cm^2 \geq 0.21cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- ✓ Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (\Phi1 \min ; h/35 ; b0/10) \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (12 ; 200/35 ; 100/10) = 5.71mm \text{ Soit : } \Phi_t = 6 \text{ mm.}$$

On choisit un étrier avec  $A_t = 2\Phi6 = 0.57cm^2$ .

✓ **Espacement**

$$St \leq \min(0.9d, 40cm) = 16.2cm$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 59 \text{ cm} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} = 79 \text{ cm}$$

$\alpha = 90^\circ$  flexion simple, armatures droites.

Avec  $K = 1$  (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Soit :  $St = 15 \text{ cm}$ .

• **Vérfications à ELU**

✓ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec: } \bar{\tau}_u = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V_u = 22.198 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{22.198 \cdot 10^{-3}}{0.1 \cdot 0.18} = 1.23 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement

✓ **Vérification des armatures longitudinales ( $A_l$ ) à l'effort tranchant ( $V_u$ )**

**Appuis :**

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \quad \text{Avec : } A_l = 0.638 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 \geq 0.638 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) MPa$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 22.198 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.45 MPa < 3.33 MPa$$

Condition vérifiée. Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement

✓ **Vérification de la bielle**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \end{cases} \Rightarrow \boxed{V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}}$$

$$a = \min[0.9 d, \text{largeur de l'appui} - 4cm]$$

$$\underline{A.N} : a = \min[16.2cm, 26 cm] = 16.2cm.$$

$$V_u = 22.198 KN \leq 108.1KN \dots\dots\dots C'est vérifiée$$

• **Vérfications à l'ELS**

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

✓ **Vérification à l'état limite de compression du béton**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

**-En travée :**

**Position de l'axe neutre :**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = -450.2 \text{ cm} < 0$$

⇒ Calcule d'une section rectangulaire b x h :

**Calcul de l'axe neutre y :**

$$b/2 * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$50y^2 + 28.93y - 807.4 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : y = 2.668 cm

**Calcul de I :**

$$I = b/3 x y^3 + 15 A (d - y)^2$$

$$I = 5943.2 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Msr}{I} * Y = \frac{14.938 * 10^{-3}}{11235.6 * 10^{-8}} * 4.61 = 6.129 \text{ Mpa}$$

Donc:  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

**-En appuis :**

$$Msr = -2.748 \text{ KN.m} ; A = 0.79 \text{ cm}^2 ; H = 3.541 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

**Position de l'axe neutre :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire (b<sub>0</sub> × h)

$$\text{Calcul de y : } \frac{b_0}{2} y^2 + 15A_{sr}(y - d) = 0$$

$$5y^2 + 11.85y - 213.3 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : y = 5.45 cm

Calcul de I:  $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A_{st}(d - y)^2$  ;  $I = 2406 \text{ cm}^4$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sr}}{I} * Y = \frac{2.748 * 5.45 * 10^3}{2406 * 10^{-8}} = 6.224 \text{ Mpa}$$

Donc:  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

- **Vérification de l'état limite de déformation**

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins de stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

**h** : Hauteur de la poutrelle

**L** : Longueur de la travée

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée

**M<sub>0</sub>** : Moment isostatique de cette travée

**A<sub>s</sub>** : Section des armatures choisies

On a :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{470} = 0.0425 \leq \frac{8.59}{15 \times 8.59} = 0.0626 \dots\dots\dots$$
Condition non vérifié

$$\frac{3.39}{10 \times 18} = 0.02566 \geq \frac{4.7}{400} = 0.011759 \dots\dots\dots$$
Condition non vérifié

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 9.4 \text{ mm}$$

$f_{gv}$  Et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

✓ **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G'$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

**Remarque :**

Les différents moments  $M_{jser}$ ,  $M_{gser}$  et  $M_{pser}$  sont calculés avec la méthode de CAQUOT pour les différents chargements.

✓ **Propriété de la section**

**Position de l'axe neutre :**

$Y = 5.22 \text{ cm}$

**Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})} \quad v = 7.126 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :**

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0) \times (v-h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d-v)^2 + 15 \times A_{sc} (v-d')^2$$

$I_0 = 10872 \text{ cm}^4$  ..... (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) ( $\text{cm}^4$ ))

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho}$$
 ..... Déformation instantanée.

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i$$
 ..... Déformation différée.

✓ **Calcul des déformations  $E_i$  et  $E_v$**

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$  .....Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 10818.865 \text{ MPa}$$

$E_i = 3 \times E_v$ .....Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_i = 32456.586 \text{ MPa}$$

✓ **Contraintes**

$\sigma_s$  : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

✓ **Inerties fictives ( $I_f$ )**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

✓ Calcul des moments :

$$M_{serg} = \frac{q_g \times L^2}{8}$$

$$M_{serj} = \frac{q_j \times L^2}{8}$$

$$M_{serp} = \frac{q_p \times L^2}{8}$$

✓ Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

Les résultants sont résumés dans ce tableau :

Tableau III.12. vérification de l'état limite de déformation

	Etage commence
Condition 1	condition non vérifiée
Condition 2	condition non vérifiée
Condition 3	condition vérifiée
q <sub>G</sub> (KN/m)	3.3865
q <sub>j</sub> (KN/m)	1.852
q <sub>p</sub> (KN/m)	6.6365
M <sub>t</sub> <sup>G</sup> (KN.m)	7.011
M <sub>t</sub> <sup>J</sup> (KN.m)	3.835
M <sub>t</sub> <sup>P</sup> (KN.m)	13.742
y <sub>G</sub> (10 <sup>-2</sup> )	7.53
I <sub>0</sub> (10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup> )	2.2504706
ρ	0.0256
Λ <sub>i</sub>	1.6666
Λ <sub>v</sub>	0.6666
Y(10 <sup>-2</sup> )	5.22
I(10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup> )	1.5488185
σ <sub>sG</sub> (Mpa )	86.776
σ <sub>sp</sub> (Mpa )	170.087
σ <sub>sj</sub> (Mpa )	47.466
μ <sub>g</sub>	0.665
μ <sub>j</sub>	0.475
μ <sub>p</sub>	0.811

$I_{f_{gi}}$ ( $10^{-5} m^4$ )	1.1744055
$I_{f_{gv}}$ ( $10^{-5} m^4$ )	1.7156662
$I_{f_{j}}$ ( $10^{-5} m^4$ )	1.385795
$I_{f_{pi}}$ ( $10^{-5} m^4$ )	1.0529072
$f_{gi}$ (mm)	4.063
$f_{gv}$ (mm)	8.343
$f_{ji}$ (mm)	1.88
$f_{pi}$ (mm)	8.88
$\Delta f$ (mm)	11.28
$f'$ (mm)	9.4
$\Delta f < f'$	Condition non vérifiée

Après certaine vérification on a obtenue le ferrailage suivant :

$$3HA16 + 1HA10 \dots As = 6.82 \text{ cm}^2$$

$$\Delta f = 8.509 \text{ mm} < f = 9.4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.1.1.7. Schéma de ferrailage

planchier	En travée	En appuis
Plancher terrasse inaccessible		
Plancher D'étage de commerce		

Figure III.9. Schéma de ferrailage des poutrelles

**III.1.2. Étude de la dalle de compression**

Selon le **BAEL 91 (B.6.8, 423)**, la dalle de compression doit être armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

D’après le même article cité ci-dessus, les sections des armatures sont calculées comme suit :

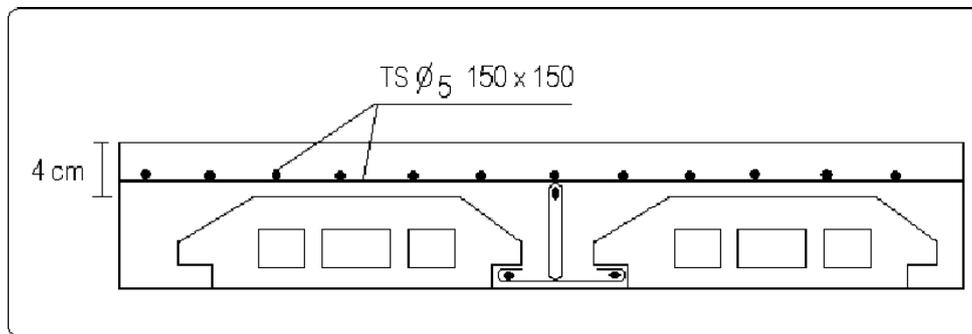
Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 (\text{cm}^2 / \text{ml})$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D’où l’option retenue : un treillis soudé **TS Ø5 150×150**



**Figure III.10.** Schéma de ferrailage de la dalle de compression

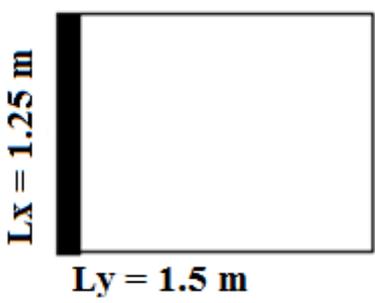
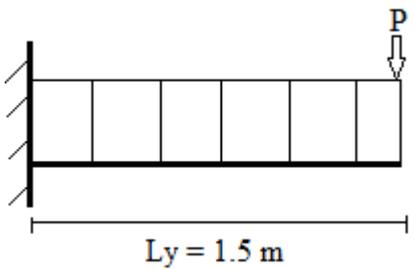
**III.1.2.1. Calcul des dalles pleines**

**A. Dalle sur un appui**

Dans l’étage courant (niveau sept) on a une seule dalle sur un appui, de dimension :

$$L_x \times L_y = (1.25 \times 1.5) \text{ m}^2.$$

La dalle sera calculée sous une charge uniforme (poids propre et surcharge d’exploitation) en plus de la charge des murs extérieurs.

 <p><math>L_x = 1.25 \text{ m}</math> <math>L_y = 1.5 \text{ m}</math></p>	 <p><math>L_y = 1.5 \text{ m}</math></p>
<p>III .11.Dalle sur un appui.</p>	<p>Figure III.12. Schéma statique</p>

Calcul de  $\rho$ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.83 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Dalle :  $\begin{cases} G_D = 5.18 \text{KN/m}^2 \\ Q_D = 3.5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$  ; Gard corps :  $\begin{cases} G = 1.3 \text{KN/m}^2 \\ Q = 0.6 \text{KN/m}^2 \end{cases}$

- L'ELU
- ✓ Calcul des sollicitations

$$q_u = 1.35G_D + 1.5Q_D = 12.24 \text{KN/ml} ; p_u = 1.35G + 1.5Q = 2.65 \text{KN/ml}$$

- ✓ Calcul du moment

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = 17.74 \text{KN.m}$$

- ✓ Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = q_u \times l + p_u = 21.01 \text{KN}$$

- ✓ Ferrailage

Pour une bande de 1m à la flexion simple, pour une section (b\*e) :

Tableau III.13. calcul de la section des armatures

$M_u^x$ (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_t^x$ (cm <sup>2</sup> /ml)
17.74	0.074	0.096	0.125	4.08

Le diamètre des armatures :

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15mm \text{ .Soit } \Phi \leq 15mm$$

d = e-c = 13 cm, c: enrobage.

- **Vérification à l'ELU**
- ✓ **Condition de non fragilité**

On a  $\begin{cases} \rho < 0.4 \\ e > 13 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_{tx}^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 < A_t^x$

Sens secondaire : on doit mettre des armatures de répartition  $A_r$

$$A_r = \frac{A_t^x}{3} = 2.05 \text{ cm}^2/ml$$

- ✓ **Le choix des barres**

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{On recalculé à l'ELS : } \begin{cases} \beta = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_s} = 3.7 \times 10^{-3} \\ \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0.32 \\ A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_s} = 5.39 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc le choix de ferrailage est :  $A_{tx}=5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/ml$ .

- ✓ **Vérification de la flèche**

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'ya pas lieu de vérifier la flèche :

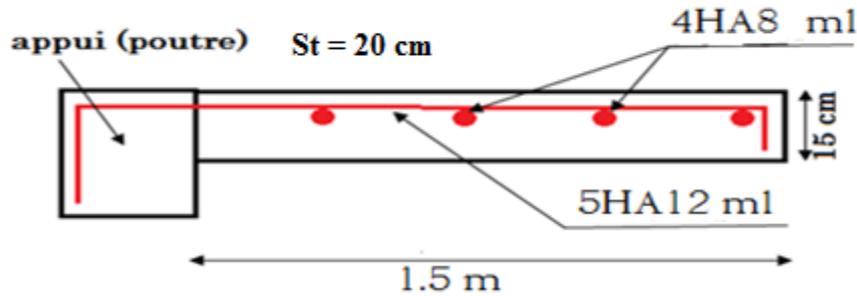
$$\frac{e}{l} = 0.1 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0.05 \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.1.3. Schéma de ferrailage

Figure III.13. schéma de ferrailage de la dalle sur 1 appui.



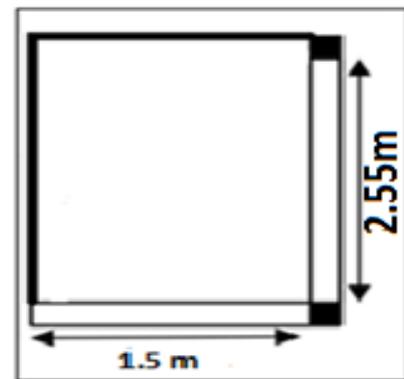
III.1.4. Panneau de la dalle sur 2 appuis

Calcul de  $\rho$  :

$$L_x = 1.50 \text{ m} ; L_y = 2.55 \text{ m}$$

$$G = 5.18 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.588 > 0.4$$



Donc la dalle travaille dans les deux sens.

Figure III.14. Dalle sur deux appuis

III.1.4.1. Moments et efforts tranchants

A. L'ELU

$$\begin{aligned} q_u &= 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ q_u &= 12.24 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} U_x = 0.0851 \\ U_y = 0.2703 \end{cases}$$

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 2.34 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.63 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) m<sup>2</sup>.

- Calcul des moments :

$$\text{En travée} \begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 1.99 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 * M_{oy} = 0.54 \text{KN.m} \end{cases} \quad \text{En appui} \begin{cases} M_x^a = -0.3 * M_{ox} = -0.70 \text{KN.m} \\ M_y^a = -0.3 * M_{oy} = -0.19 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,00199}{14,2 \times 1 \times 0,13^2} = 0,008 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Ce qui donne: } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,008}] = 0,01$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,01) = 0,129 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,00199}{0,01 \times 348} = 0,44 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,44 \text{ cm}^2$$

De la même manière on calcul le ferrailage dans les deux sens ;

**Tableau III.14.** Résultats de ferrailage dalle sur deux appuis

	Sens xx		Sens yy	
	En travée	En appui	En travée	En appui
<b>Mu (KN. m)</b>	1.99	0.7	0.54	0.19
<b>μ bu</b>	0.008	0.002	0.0022	0.0007
<b>A</b>	0.01	0.0025	0.0028	8.75*10 <sup>-4</sup>
<b>Z(m)</b>	0.1294	0.1298	0.1298	0.109
<b>Acal(cm<sup>2</sup>)</b>	0.44	0.15	0.12	0.043
<b>A min (cm<sup>2</sup>)</b>	1.45	1.45	1.2	1.2
<b>Aopt (cm<sup>2</sup>/ ml)</b>	<b>3HA10</b> <b>.As=2.36</b>	<b>3HA8</b> <b>.As=1.51</b>	<b>3HA10</b> <b>.As=2.36</b>	<b>3HA10</b> <b>.As=2.36</b>
<b>St (cm)</b>	30	30	30	30

- Les vérifications nécessaires
- ✓ Vérification de la condition de non fragilité

Pour  $e \geq 12$ ,  $\rho \geq 0.4$ ,  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\begin{cases} e = 15\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow A_{\min}^{\text{tx}} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 1.44\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_{y\min} = 0.0008 * b * e = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_t$  condition non vérifiée donc on ferraille avec  $A_{\min}$

- ✓ Vérification des espacements

$S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  vérifiée (sens principale).

$S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  vérifiée (sens secondaire).

- ✓ Vérification des diamètres des barres

$$\phi_t = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} \Rightarrow \phi_t \leq 15\text{mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- ✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$\rho = 0.588 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 6.12\text{KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 7.11\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{7.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.05469\text{MPa} < 1.25\text{MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

**B. A L'ELS**

$$q_s = 5.18 + 3.5 = 8.68 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} U_x = 0.0897 \\ U_y = 0.4462 \end{cases} \dots\dots\dots \text{BAEL (annexe 1)}$$

$$M_x^0 = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 1.75 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.7816 \text{ KN.m}$$

• **En travée**

$$M_{tser}^x = 0.85 \times M_x^0 = 1.4875 \text{ KN.m}$$

$$M_{tser}^y = 0.85 \times M_y^0 = 0.6644 \text{ KN.m}$$

• **En appuis**

$$M_{xser}^a = 0.3 M_x^0 = 0.53 \text{ KN.m.}$$

$$M_{yser}^a = 0.3 M_y^0 = 0.234 \text{ KN.m.}$$

✓ **La vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

**Tableau III.15.** Vérification des contraintes du béton pour la dalle sur deux appuis

En travée					
Sens	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (Mπα)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mπα)	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub>
X	2.7	4411.6	0.9	15	Vérifié
Y	2.7	4411.6	0.47	15	Vérifié
En appuis					
X	2.2	2996.8	0.38	15	Vérifié
Y	2.2	2996.8	0.12	15	Vérifié

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

✓ La vérification de la contrainte dans l'acier :

Tableau III.16. Vérification des contraintes dans l'acier pour la dalle sur deux appuis

En travée					
Sens	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>st</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>st</sub> (Mpa)	σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>
X	2.7	4411.6	51.83	201.63	Vérifié
Y	2.7	4411.6	23.26	201.63	Vérifié
En appuis					
X	2.2	2996.8	28.65	201.63	Vérifié
Y	2.2	2996.8	12.65	201.63	Vérifié

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ avec : } \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

### III.1.4.2. État limite de déformation

Sens xx

$$\frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{1}{16} \text{ ..... vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.042 \text{ .... vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0018 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \text{ .... Vérifiée}$$

Sens yy

$$\frac{h}{l} = 0.05 \geq \frac{1}{16} \text{ ..... vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.043 \text{ .... vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0018 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \text{ .... Vérifiée}$$

III.1.4.3. Schéma de ferrailage

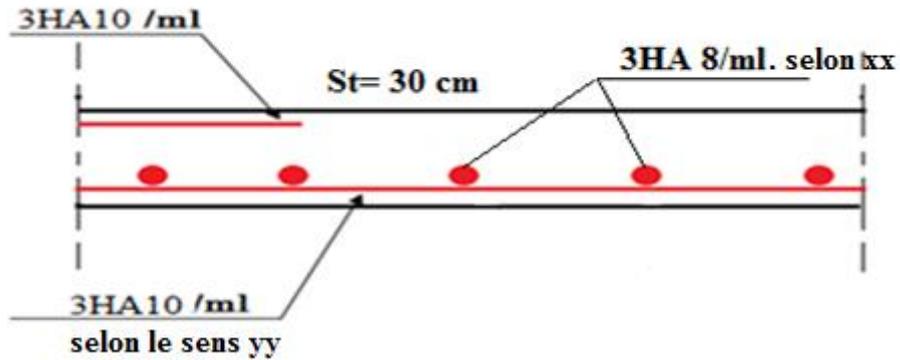


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

III.1.5. Panneau de la dalle sur 3 appuis (Balcon)

Calcul de  $\rho$  :

$$Lx = 3.65 \text{ m} ; Ly = 1.9 \text{ m}$$

$$G = 7.28 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.52 > 0.4$$

$$Lx > ly / 2 = 1.825\text{m}$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

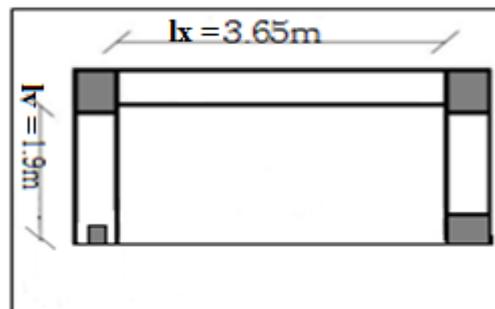


Figure III.16. Dalle sur trois appuis

III.1.5.1. Calcul des sollicitations

A. A l'ELU

$$qu = 1.35 \times 7.28 + 1.5 \times 1 = 11.33 \text{ KN/ml} ; qs = 7.28 + 1 = 8.28$$

$$\begin{cases} Mox = qu \cdot lx^3 / 24 = 22.95 \text{ KN.m} \\ Moy = qu \cdot ly^2 / 8 \cdot (lx - ly \div 2) + qu \cdot ly^3 / 48 = 12.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• En travée

$$M_{tser}^x = 0.85 \times M_x^0 = 19.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{tser}^y = 0.85 \times M_y^0 = 10.95 \text{ KN.m}$$

- En appuis

$$M_{xser}^a = 0.3M_x^0 = 6.88KN.m. ; M_{yser}^a = 0.3M_y^0 = 3.86KN.m.$$

Tableau III.17. Résultats de ferrailage dalle 3 appuis

En travée								
Sens	Mu (KN.M)	μ bu	A	Z (m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	A min(cm <sup>2</sup> )	Aopt (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
X	19.5	0.081	0.106	0.124	4.5	1.48	5.65=5HA12	20
Y	10.95	0.045	0.058	0.127	2.48	1.2	3,14=4HA10	25
En appui								
X	6.88	0.003	0,036	0,128	1.54	1.48	2,01=4HA8	25
Y	3.86	0.016	0.02	0.129	0.86	1.2	2,01=4HA8	25

Avec :

$$St_x = 100 / 5 = 20 \text{ cm} . \quad St_y = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$$

### III.1.6. Les vérifications nécessaires

- ✓ Vérification de la condition de non fragilité

Pour  $e \geq 12$ ,  $\rho \geq 0.4$ , fe E400  $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\begin{cases} e = 15cm \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow A_{min}^{tx} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 1.48cm^2 / ml. ....$$

$$A_{ymin} = 0.0008 * b * e = 1.2cm^2 / ml$$

$A_{min} > A_t$  condition non vérifiée donc on ferraille avec  $A_{min}$

- ✓ Vérification des espacements

$St \leq \min (3e, 33cm) = 33cm$  vérifiée (sens principale).

$St \leq \min (4e, 45cm) = 45cm$  vérifiée (sens secondaire).

- ✓ Vérification des diamètres des barres

$$\phi_t = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} \Rightarrow \phi_t \leq 15mm \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

## ✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

$\rho = 0.588 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 7.17 \text{KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 16.41 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{16.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.126 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

**B. A P'ELS**

$$q_s = 7.28 + 1 = 8.28 \text{KN/ml}$$

$$M_{ox} = q_u \cdot l_x^3 / 24 = 16.77 \text{KN.m}$$

$$M_{oy} = q_u \cdot l_y^2 / 8 \cdot (l_x - l_y \div 2) + q_u \cdot l_y^3 / 48 = 9.42 \text{KN.m}$$

## • En travée

$$M_{tser}^x = 0.85 \times M_x^0 = 14.25 \text{KN.m}$$

$$M_{tser}^y = 0.85 \times M_y^0 = 8 \text{KN.m}$$

## • En appuis

$$M_{xser}^a = 0.3 M_x^0 = 5.03 \text{KN.m}$$

$$M_{yser}^a = 0.3 M_x^0 = 2.83 \text{KN.m} \dots$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

## ✓ La vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec: } \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Tableau III.18. Vérification des contraintes du béton pour la dalle sur 3 appuis.

En travée					
Sens	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub>
X	3.9	8995.4	6.17	15	Vérifié
Y	3	4239	5.66	15	Vérifié
En appuis					
X	2.5	3844.8	2.27	15	Vérifié
Y	2.5	3844.8	1.84	15	Vérifié

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots (I)$$

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ avec: } \bar{\sigma}_{st} = 201.63MPa.$$

Tableau III.19. Vérification des contraintes dans l'acier pour la dalle sur 3 appuis.

En travée					
Sens	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>st</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>st</sub> (Mpa)	σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>
X	3.9	8995.4	216.23	201.63	Non vérifié
Y	3	4239	283	201.63	Non vérifié
En appuis					
X	2.5	3844.8	206	201.63	Non vérifié
Y	2.5	3844.8	115.9	201.63	Vérifié

Les conditions de la contrainte dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on va redimensionner les sections des aciers.

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Leftrightarrow \text{On recalculé à l'ELS : } \begin{cases} \beta = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_s} \\ \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \\ A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_s} \end{cases}$$

• **En travée :**

Selon x :  $\beta = 4.18 \times 10^{-3}$ ;    Selon y :  $\beta = 2.34 \times 10^{-3}$

$$\alpha = 0.22 \quad \alpha = 0.3$$

$$A_{ser} = 3.29 \text{ cm}^2 \quad A_{ser} = 6.04 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10=3.93 cm<sup>2</sup> soit : 4HA14=6.16 cm<sup>2</sup>

• **En appui :**

Selon les deux sens :  $\beta = 1.47 \times 10^{-3}$ ;  $\alpha = 0.18$

$$A_{ser} = 2.04 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit : 4HA10=3.14 cm}^2$$

**III.1.7. État limite de déformation**

• **En travée**

**Selon x**

$$\frac{e}{l} = 0.0789 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0047 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

**Selon y**

$$\frac{e}{l} = 0.04 = \frac{M_t}{20M_0} = 0.04 \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.003 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

- En appui :

Selon les deux sens

$$\frac{e}{l} = 0.0789 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0.0147 \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

Les conditions sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

**III.1.8. Schéma de ferrailage**

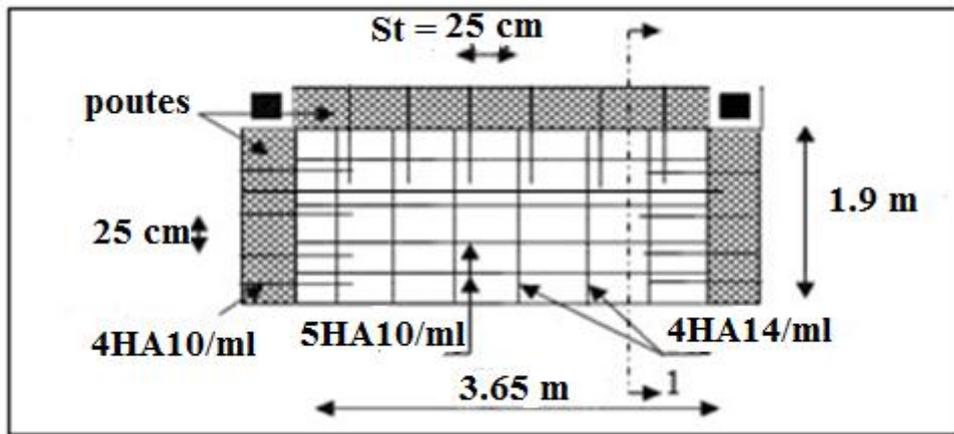


Figure III.17. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

**III.1.9. Panneau de la dalle sur 4 appuis : dalle de l'ascenseur.**

$L_x = 1.75 \text{ m} ; L_y = 1.75 \text{ m} G = 8.53 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$\rho = 1 > 0.4$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

**III.1.9.1. Calcul des sollicitations**

- A PELU

$e = 20 \text{ cm} , d = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$

$q_u = (1.35 \times 8.53 + 1.5 \times 1) = 13.01 \text{ KN.m}$

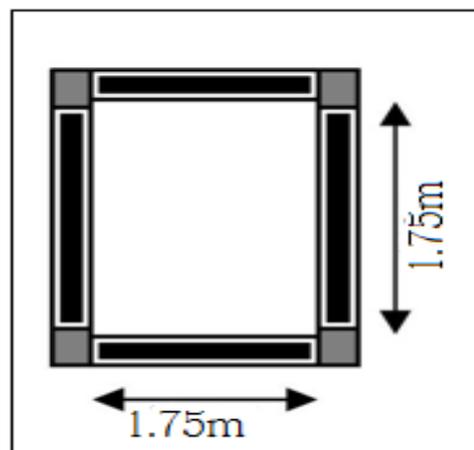


Figure III.18. schéma de la dalle de l'ascenseur

Talque {  $U_x=0.036$  ;  $U_y=1$  ..... **BAEL (annexes 1)**

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 1.43 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 1.43 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) m<sup>2</sup>.

- **Calcul des moments**

- ✓ **En travée**

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.75 M_o = 1.07 \text{ kn.m}$$

- ✓ **En appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = - 0.3 M_o = -0.71 \text{ kn.m}$$

### III.1.9.2. Ferrailage

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.20. Résultats du ferrailage dalle 4 appuis.**

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	Aopt (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
X	1.07	0.0023	0.003	0.179	0.17	1.6	<b>2,36=3HA10</b>	30
Y	1.07	0.0023	0.003	0.179	0.17	1.6	<b>2,36=3HA10</b>	30
En appui								
X	0.71	0.0015	0,002	0,179	0,11	1.6	<b>2,36=3HA10</b>	30
Y	0.71	0.0015	0.002	0.179	0.11	1.6	<b>2,36=3HA10</b>	30

Tel que :

St = 1ml /3 = 33 cm, on prend un espacement de 30 cm

### III.1.9.3. Les vérifications nécessaires

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

Pour  $e \geq 12$ ,  $\rho \geq 0.4$ , fe E400  $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\begin{cases} e = 20 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow A_{\min}^{tx} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \cdot b \cdot e = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{\min} > A_t$  condition non vérifiée donc on ferraille avec  $A_{\min}$

✓ **Vérification des espacements**

$S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  vérifiée (sens principale).

$S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  vérifiée (sens secondaire).

Vérification des diamètres des barres

$$\phi_t = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} \Rightarrow \phi_t \leq 20\text{mm} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$\rho = 0.588 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 7.59\text{KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 7.59\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{7.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.042\text{MPa} < 1.25\text{MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

• **A l'ELS**

$$q_s = 8.53 + 1 = 9.53 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} U_x = 0.0441 \\ U_y = 1 \end{cases} \dots\dots\dots \text{BAEL (annexe 1)}$$

$$M_x^0 = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 1.287\text{KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.1287\text{KN.m}$$

✓ En travée

$$M_{tser}^x = 0.75 \times M_x^0 = 0.965 KN.m$$

$$M_{tser}^y = 0.75 \times M_y^0 = 0.965 KN.m$$

✓ En appuis

$$M_{xser}^a = -0.3M_x^0 = -0.429 KN.m.$$

$$M_{yser}^a = -0.3M_x^0 = -0.429 KN.m.$$

✓ Vérification des contraintes :

**-La vérification de la contrainte dans le béton :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), seule la vérification de la contrainte de compression dans le béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa.$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

**Tableau III.21.** Vérification des contraintes du béton pour la dalle sur 4 appuis.

En travée					
Sens	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub>
X	3.2	11083.56	0.27	15	Vérifié
Y	3.2	11083.56	0.27	15	Vérifié
En appuis					
X	3.2	11083.56	0.18	15	Vérifié
Y	3.2	11083.56	0.18	15	Vérifié

**-État limite d'ouverture des fissures**

La FPN  $\Rightarrow$  aucune vérification à faire.

**-État limite de déformation**

**III.1.9.4. État limite de déformation**

On a  $\rho = 1$  donc :  $\Delta f_{xx} = \Delta f_{yy}$

Selon les deux sens :

$$\frac{h}{l} = 1.14285 \geq \frac{1}{16} \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{t.SER}}{10 \times M_0} = 0.0375 \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0013 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \text{Vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon x.

**III.1.9.5. Schéma de ferrailage**

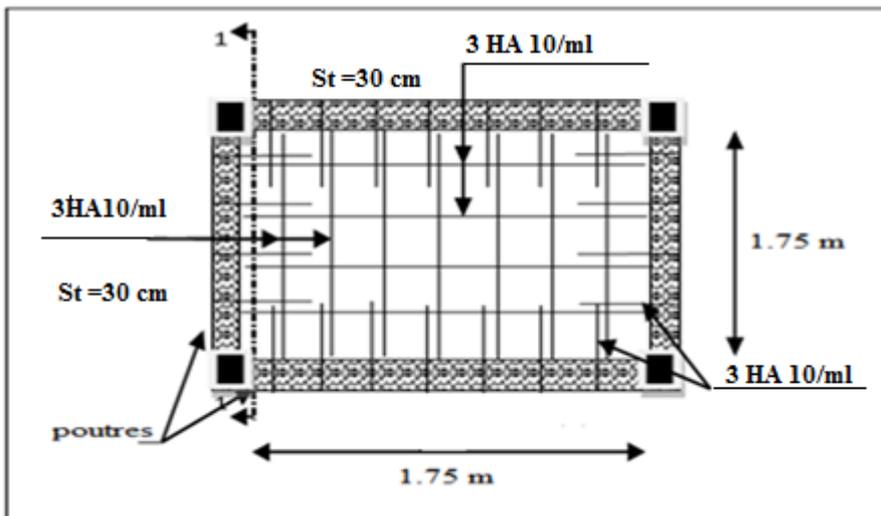


Figure III.19. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

### III.2. Calcul de la poutre de chaînages

#### Définition

##### ➤ Le chaînage horizontal

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé horizontales ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaires de la structure, elles servent de porte à faux.

##### ➤ Dimensionnement

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté

La portée de la poutre de chaînage la plus sollicitées est

$$h \geq 15 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{2}{3} * 30 = 20 \text{ cm Avec (30 cm est l'épaisseur du mur),}$$

$L_{\max} = 5 \text{ m}$  Selon la condition de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \text{ Selon le..... } \mathbf{BAEL91}$$

$$31.33 \text{ cm} \leq h \leq 47$$

##### ➤ Exigences du RPA 99/2003

$$h \geq 30 \text{ cm} ; b \geq 20 \text{ cm} ; \frac{h}{b} < 4$$

Soit :  $h = 30 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm} ;$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×30).

#### III.2.1. Calcul des sollicitations

##### • Poids propre :

$$PP = 25 * 0.3 * 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$$

##### • Poids du plancher à corps creux :

$$q_{cc} = P_{\text{plancher}} (l_g/2 + l_d/2) \text{ Avec :}$$

$$l_g = 0 ; l_d = 80 \text{ cm} ; G = 6.11 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation sur la poutre :  $Q_0 = Q \times b = 0.45 \text{ KN/m}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

ELU :  $q_u = (1,35G_{cc} + 1,5Q) \times l_d/2 + 1,35 G_p + 1,5Q_0 = 7.911 \text{ KN/m}$

ELS :  $q_s = (G + Q) \times l_d/2 + G_p + Q_0 = 5.744 \text{ KN/m}$

Moments isostatiques :  $M_u = q_u \times \frac{L_{max}^2}{8} = 21.84 \text{ KN.m}$

$M_s = q_s \times \frac{L_{max}^2}{8} = 15.86 \text{ KN.m}$

Moments en travée :  $M_{tu} = 0.85 M_u = 18.56 \text{ KN.m}$

$M_{ts} = 0.85 M_s = 13.481 \text{ KN.m}$

Moments en appui :  $M_a = -0.4 M \rightarrow M_{au} = -8.73 \text{ KN.m}$

$M_a = -0.4 M \rightarrow M_{as} = -6.34 \text{ KN.m}$

### III.2.2. Le ferrailage à l'ELU

#### III.2.2.1. Armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau III.37.

Tableau III.22. Armatures longitudinales de poutre de chaînage

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> )
Entravée	21.84	0.043	0.05	0.273	1.9	1.01	3HA10=2.36
En appui	8.73	0.02	0.02	0.277	0.9	1.01	3HA10=2.36

### III.2.3. Les vérifications nécessaires

✓ Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = q_u \times \frac{l_x}{2} = 18.59 \text{ KN} \quad \tau_u = q_u \times \frac{V_u}{b * d} = 0.22 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min(0,2fc_{28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t^{max} \right] \leq 8.57 \text{ mm, .....BAEL91 (Art. III.3.b)}$$

Soit un cadre  $\phi 8$  plus une épingle ;  $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5 \text{ cm}^2$

- **Les espacements**

$$S_t \leq \min(0.9 * d; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm} \quad \text{DTR BC-2 .4 (Art. A.5.1.2.2.)}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 112 \text{ cm} ; S_t \leq \frac{0.9 \cdot f_e \cdot A_t}{b(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = -389.01 < 0$$

Donc on prend  $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Vérfications à l'ELS**

- ✓ **Vérfication de la contrainte dans le béton**

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

*Tableau III.23. Vérfication les contraintes dans le béton.*

Position	Mser(KN.m)	I(cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	13.48	18517.24	3.72	2.7	15
En appui	6.34	9295.44	2.62	1.7	15

### III.2.4. Évaluation de la flèche

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérfication de la flèche devient nécessaire **CBA 93 (Article B.6.5.1)**:

$$\frac{h}{l} = 0.06 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0.042 \text{ ..... Vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.002 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \text{ ..... Vérifié}$$

## III.2.5. Schéma de ferrailage

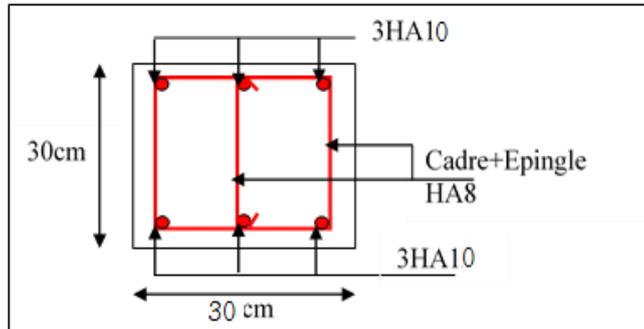


Figure III.20. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

## III.3. Etude de l'ascenseur

## Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des Chargeurs vers les différents niveaux de la construction. il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes ses caractéristiques sont les suivantes :

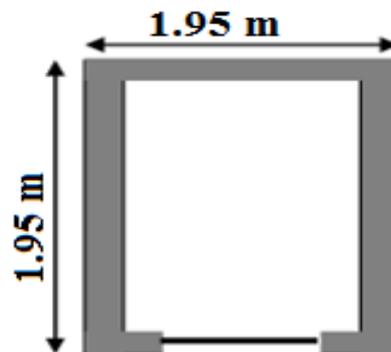


Figure III.21. Schéma de l'ascenseur.

$L$  : Longueur de l'ascenseur = 192 cm.

$l$  : Largeur de l'ascenseur = 192 cm

$F_c$  : charge due à la cuvette = 145 kN

$P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15KN.  $D_m$  :

Charge due à la salle des machines= 43KN.

-La charge nominale est de 500kg.

-La vitesse  $V = 0.63m/s$ .

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 5 = 15 + 43 + 5 = 63 KN$$

### III.3.1. Etude de la dalle d'ascenseur

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a  $l_x = 1.95 m$  et  $l_y = 1.95 m$  donc une surface  $S = 3.4 m^2$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}; \text{ Soit } e = 20 \text{ cm.}$$

- **Evaluation des charges et surcharges**

$$G_1 = 25 \times 0.2 = 5KN/m^2 \text{ Poids de la dalle en béton armé.}$$

$u \times v$ : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens x-x'.

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens y-y'.

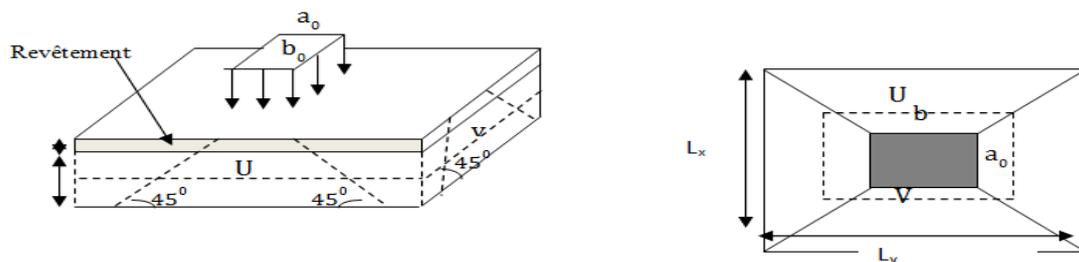


Figure III.22. Schéma représentant la surface d'impacte.

$$\text{On a : } V = 1m/s; \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur :  $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 0.75$ .

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 0.75 \times 5 = 107.5cm. \\ v = 80 + 15 + 2 \times 0.75 \times 5 = 107.5cm. \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_{y1} = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \text{ Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 63 \Rightarrow P_u = 85.05KN$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} ; \frac{u}{l_x} ; \frac{v}{l_y} ; \rho = 1 ; \frac{u}{l_x} = \frac{107.5}{195} = 0,5512 ; \frac{v}{l_y} = \frac{107.5}{195} = 0,5512$$

En utilisant l'abaque de **Pigeaud** on obtient :

$$M_1 = 0.076 ; M_2 = 0.076$$

✓ **Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{x2}$  du système de levage**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 85.05 \times 0.076 = 6.4638KN.m \\ M_{y1} = 85.05 \times 0.076 = 6.4538KN.m \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle**

$$q_u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ kn/ml} ; \text{ avec } \begin{cases} U_x = 0.036 \\ U_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.129KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.129KNm$$

✓ **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.59KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.59KNm \end{cases}$$

**En travée :**  $M_t^x = 0.85 * 7.59 = 6.451 \text{ kn.m}$  ;  $M_t^y = 0.85 \times 7.59 = 6.451 \text{ kn.m}$

**En appuis :**  $M_a^x = M_a^y = -0.4 \times 7.59 = 3.036 - \text{kn.m}$

**III.3.2. Ferrailage**

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de :

$h=20\text{cm}(d_x = d_y =18\text{cm})$

**Tableau III.24.** Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée

Sens	Mt (kn.m)	Ma (kn.m)	At (cm <sup>2</sup> /ml)	Aa (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
x-x	6.45	3.03	1.037	0.48	1.6
y-y	6.45	3.03	1.037	0.48	1.6

**III.3.3. Choix des barres**

**En travée**

$A_t^x = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $A_t^y = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**En appui**

$A_a^x = A_a^y = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**III.3.4. Vérification à l'ELU**

✓ **Vérification au poinçonnement**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$P_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Épaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen.

$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (105 + 105)$

$U_c = 420\text{cm}.$

$P_u = 139.45\text{KN}; \gamma_b = 1.5$

Après calcul on constate que  $P_u = 97.6 \text{ kn} < 645\text{kn}$

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 * f_c 28 = 1.25 \text{MPa}$$

On a  $u = v$  ;  $V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 30.26 \text{KN}$  alors,  $\tau_u = 0.168 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa} \dots$  Vérifiée

✓ Diamètre maximum des barres :

$$Q_{\max} \leq \frac{h}{2} = 2 \text{cm} \rightarrow Q_{\max} = 10 \text{mm} < 20 \text{mm}$$

Les espacements :

sens xx :

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{cm}) \rightarrow S_t \leq 33 \text{cm} \rightarrow \text{soit : } S_t = 25 \text{cm}$$

sens yy :

$$S_t \leq \min(4e ; 45 \text{cm}) \rightarrow S_t \leq 45 \text{cm} \rightarrow \text{soit : } S_t = 25 \text{cm}$$

**III.3.5. Vérification à l'ELS**

Les moments engendrés par le système de levage :  $q_{ser} = g = 63 \text{kn}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 9.935 \text{KNm} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 9.935 \text{KNm} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5 + 1 = 6 \text{kn} ; \text{ Avec : } \begin{cases} U_x = 0.441 \\ U_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.006 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.006 \text{KNm}$$

$$\text{Superposition des moments : } \begin{cases} M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 10.94 \text{KNm} \\ M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 10.94 \text{KNm} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \text{Les moments en travées et en appuis : } & \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_{0x} = 9.3 \text{KNm} \\ M_{ty} = 0.85 * M_{0y} = 9.3 \text{KNm} \end{cases} \\ & M_{ax} = M_{ay} = -0.4 * M_{0x} = -4.376 \text{KNm} \end{aligned}$$

✓ Vérification des contraintes

Tableau III.25. Vérification de l'état limite de compression du béton

	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	3.03	11321	2.48	15	Vérifiée
En appui	2.21	2996.80	3.41	15	Vérifiée

III.3.6. Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} = 0.10256 \geq \frac{1}{16} \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{t.SER}}{20 \times M_0} = 0.0425 \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0017 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{Vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.3.7. Schéma de ferrailage

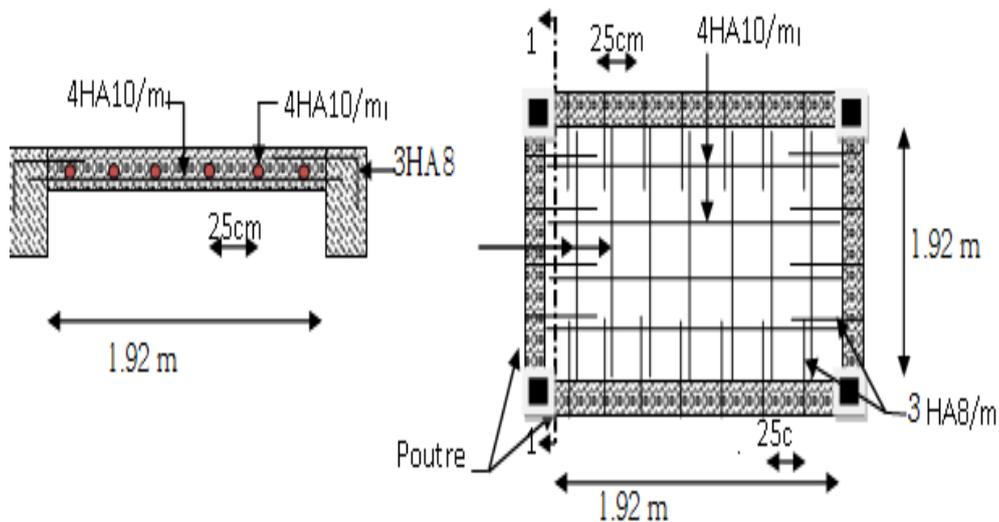


Figure III.23. Schéma de ferrailage dalle pleine du locale machinerie

**III.4. Etude de l'acrotère**

Pour notre cas on a deux types d'acrotères, l'un sur le plancher terrasse accessible et l'autre sur le plancher terrasse inaccessible.

Le calcul sera mené pour l'acrotère de la terrasse accessible (le cas le plus défavorable).

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Sans poids propre.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1.5 kN/ml due à la main courante.
- Une force horizontale  $F_p$ .

L'acrotère sera étudié en flexion composée pour une bande de 1m de longueur, et puisque il est exposé aux intempéries, la fissuration et préjudiciable.

Les dimensions de l'acrotère sont les suivantes :

$$S = (0.1 \times 0.07) + \frac{0.06 \times 0.1}{2} + (0.07 \times 0.1)$$

$$S = 0.151m^2$$

**III.4.1. Evaluation des charges**

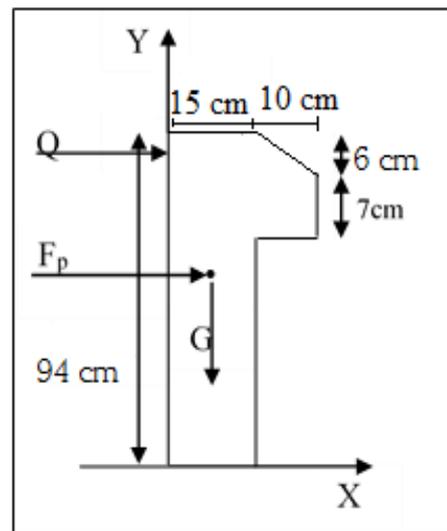
La charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN}$

Poids propre :  $G_1 = 25 \times 0.151 = 3.21 \text{ KN}$

Poids d'enduit de ciment :

$$G_2 = 18 \times 0.015 \times 0.6 = 0.162 \text{ KN}$$

$$W_p = G_1 + G_2 = 4.099 \text{ kN (poids total).}$$



*Figure III.24.1 Coupe transversal de l'acrotère*

La force sismique:  $F_p = 4.A.C_p.W_p$ .....**RPA99 (Art 6.2.3)**

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone, pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

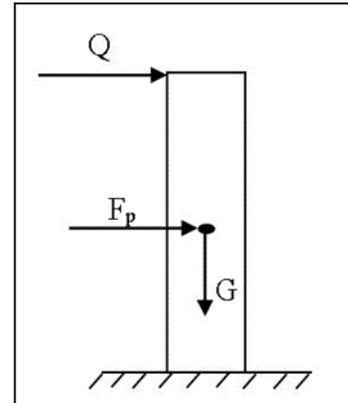
$W_p$  : poids de l'élément considéré.

$$\text{Pour notre cas : } \begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 4.05 \text{ kn} \end{cases}$$

Donc  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.099 \Rightarrow F_p = 1.96 \text{ KN}$

Le centre de gravité de la section G ( $X_g$  ;  $Y_g$ )

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = 8.9 \text{ cm} ; Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = 51.15 \text{ cm}$$



**III.4.2. Calcul des sollicitations**

**Figure III.24.2 :** les sollicitation sur l'acrotère

L'acrotère est sollicité par :

$N_G = 4.099 \text{ KN} ; M_G = 0 \text{ KN.m}$

$N_Q = 0 \text{ KN} ; M_Q = Q \times h = 1 \times 0.94 = 0.94 \text{ KN.m}$

$N_{FP} = 0 \text{ KN} ; M_{FP} = F_p \times Y_g = 1.96 \times 0.5115 = 1 \text{ KN.m}$

- **Les combinaisons d'actions**

**Tableau III.26.** Combinaisons d'action de l'acrotère

	ELU acc	ELU fond	ELS
<b>Combinaisons des charges</b>	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
<b>N(KN)</b>	4.099	5.53	4.099
<b>M(KN.m)</b>	1.94	1.41	0.94

**III.4.3. Calcul de l'excentricité à l'ELU**

$$\text{On a : } \begin{cases} e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.41}{5.53} = 0.25m \\ \frac{H}{6} = \frac{0.94}{6} = 0.15 \text{ m} \end{cases}$$

$e_0 > \frac{H}{6}$ , La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire  $b \times h$ .

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$  tel que  $e = e_0 + e_a + e_2$  .....BAEL99 (art A.4.4)

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$e_a = \max(2cm ; \frac{h}{250}) = 2cm$ . Avec, h : hauteur de l'acrotère.

$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$ , avec  $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$  tel que  $M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0$ .

$\emptyset$  : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement pris égale à 2

$l_f$  : Longueur de flambement qui est égale à  $2 \times l_0$

$h_0$  : La hauteur de la section qui est égale à 10 cm

Donc :  $e_2 = \frac{3 \times 1.88 \times (2 + 0)}{0.15 \times 10^4} = 0.014$  m

$e = e_0 + e_a + e_2 = 0.25 + 0.02 + 0.014$

$e = 0.284$  m.

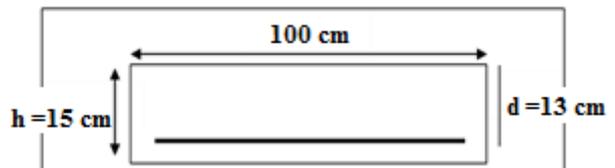


Figure III.25. La section à ferrailer

III.4.4. Ferrailage de la section

$f_{bu} = 14.2$  Mpa

$f_{st} = 348$  MPa

$N_u = 5.53$  KN

$M_u = N_u \times e = 1.55$  kn.m

$e_0 > \frac{H}{6}$ , La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire  $b \times h$ .

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1.55 + 5.53 \times (0.13 - \frac{0.15}{2}) \Rightarrow M_f = 1.85 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bu}} = 0.0077 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0096; z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.129 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_f}{f_{st} \times z} \Rightarrow A_t = \frac{1.85 \times 10^{-3}}{348 \times 0.129} \Rightarrow A_t = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :  $A_s = A_t - \frac{N_u}{f_{st}} = 1.33 \text{ cm}^2$

**III.4.5. Vérification à l'ELU**

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min} \Rightarrow$  On ferraille avec  $A_s$  et on adopte 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml.

✓ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2. \text{ On ferraille avec } 3 \text{ } \varnothing 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement**

Armatures principales :  $St \leq (100/4 = 25 \text{ cm}) \dots \dots \dots$  On adopte  $St = 25 \text{ cm}$ .

Armature de répartition :  $St \leq (100/3 = 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots$  On adopte  $St = 30 \text{ cm}$ .

✓ **Vérification au cisaillement**

$$\overline{\tau}_U = \min(0.15 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.96 + 1 = 2.96 \text{ kn}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b.d} = \frac{2.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.022 \text{ MPa}$$

$\tau_U < \overline{\tau}_U \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

**III.4.6. Vérification à l'ELS**

$$N_{ser} = 4.099 \text{ kn}; M_{ser} = 0.94 \text{ kn.m}; d = 0.13 \text{ m}$$

✓ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu t} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

III.4.7. Calcul de l'excentricité

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - y) = 0.28 \text{ m}; \quad e_G > \frac{h}{2} = \frac{0.15}{2} = 0.075 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y_c + c; \quad c = d - e_G = -0.15 \text{ m} \quad (c < 0 \text{ et } y_c > 0);$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0; \quad \text{Avec : } \begin{cases} p = -3C^2 + 90 \frac{A}{b} (d - C) = -0.06 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - 90 \frac{A}{b} (d - C)^2 = 0.0081 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\Delta = \frac{4p^3}{27} + q^2; \quad \Delta < 0, \text{ l'équation admet trois solutions}$$

$$y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3}; \quad y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); \quad y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

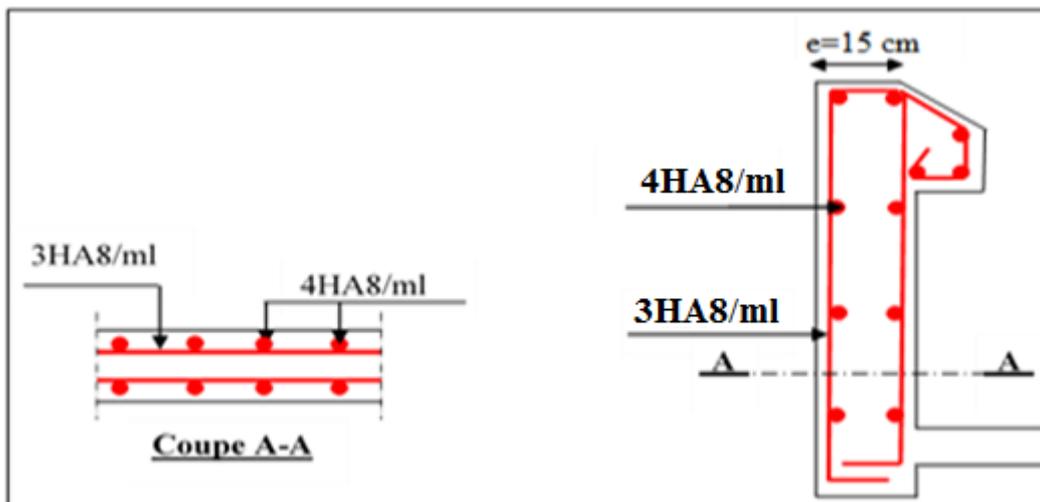
$$y_{c1} = 29 \text{ cm}; \quad y_{c1} = -20.3 \text{ cm}; \quad y_{c1} = 0.0891 \text{ cm}$$

$$0 \leq y_c + c \leq h = 15 \text{ cm}$$

Alors  $y_c = 20.3 \text{ cm}$

III.4.8. Schéma de ferrailage

Figure III.26. Schéma de ferrailage de l'acrotère



**III.5. Etude des escaliers**

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferrailler comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h.

**III.5.1. Calcul de l'escalier Type 1 (étages courants)**

- **Les chargements :**

On a ; Palier :  $G_p = 5.43 \text{ KN/m}^2$  ; Volée :  $G_v = 8.49 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- **Combinaison de charges:**

- ✓ **Volée**

ELU:  $qu = (1.35G + 1.5Q) * 1$  ;

$qu = 15.616 \text{ KN/m}$

ELS:  $qu = (G + Q) * 1 = 11.29 \text{ KN/m}$

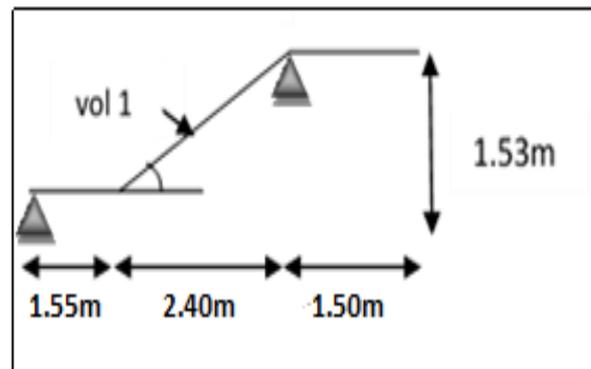


Figure III.27. Schéma statique d'escalier type 01

- ✓ **Palier**

ELU:  $qu = (1.35G + 1.5Q) = 11.08 \text{ KN/m}$

ELS:  $qu = (G + Q) = 07.93 \text{ KN/m}$

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

**III.5.1.1. Calcul a EL**

$\Sigma F/x = 0 \rightarrow RA + RB = 7.2 + 33.79 + 37.47$

$RA + RB = 78.46 \text{ KN}$

$\Sigma M/A = 0 \rightarrow RA = 39.19 \text{ kN} ; RB = 39.27 \text{ KN}$

**A. Calcul des sollicitations**

• **Effort tranchant**

$$0 \leq x \leq 1.55m$$

$$T_Y(x) = -35.6 + 11.08 x \dots\dots\dots (A)$$

$$1.55 \leq x \leq 3.95 m$$

$$T_Y(x) = -42.61 + 15.61 x \dots\dots\dots (B)$$

$$0 \leq x \leq 1.5 m$$

$$.T_Y(x) = -35.67 + 11.08 x \dots\dots\dots (C)$$

Moment fléchissant:

$$0 \leq x \leq 1.55m$$

$$M(x) = 35.6 x - 5.54 x^2 \dots\dots\dots (A)$$

$$1.55 \leq x \leq 3.95 m$$

$$.M(x) = -7.8 x^2 + 42.6x - 5.45 \dots\dots\dots (B)$$

$$0 \leq x \leq 1.5m$$

$$M_y(x) = 35.67x - 5.54x^2 \dots\dots\dots (C)$$

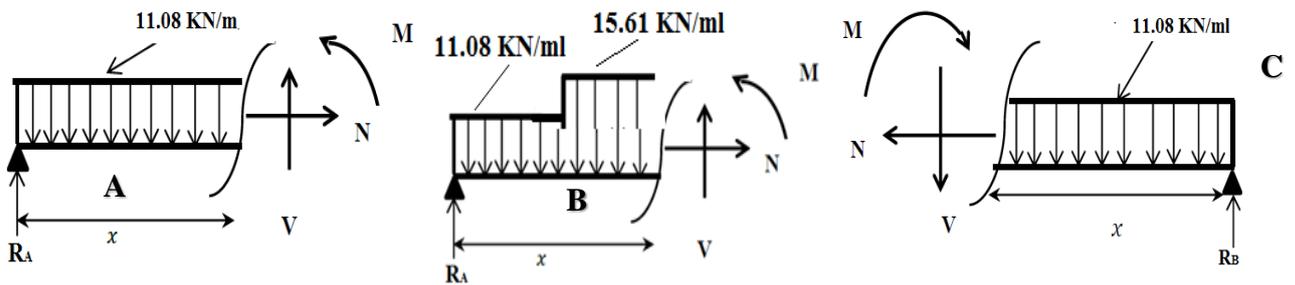


Figure III.28. Les défiantes coupes d'escalier

Le moment max à (  $x_0$  ) :

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 3.22m ; M(3.22) = 57.41KN.m$$

$$M_{max} = 57.41KN.m$$

$$M^t = 0.75 * M_{\max} = 43.05 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{En travée.}$$

$$M^a = 0.5 * M_{\max} = 28.705 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{En appui .}$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau III.16.

**Tableau III.27.** Calcul des sollicitations dans l'escalier.

Etats limites	M0 (KN.m)	Ma <sup>max</sup> (KN.m)	Mt <sup>max</sup> (KN.m)	Vu (KN)
ELU	57.41	28.705	43.05	39.27
ELS	42.51	21.255	31.88	29.55

**B. Le ferrailage**

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section (b × e).

Le tableau suivant représente le calcul de ferrailage à la flexion simple.

Les caractéristiques géométriques de la section sont :

$$S = (b * h) \text{ avec } (b=100\text{cm}, h=16\text{cm}).$$

$$FPN, e = 16\text{cm} , d = 14\text{cm} , b = 1\text{ml} , Mt = 43.05\text{KN.m} ; Ma = -28.705 \text{ KN.m}$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

**Tableau III.28.** Calcul de ferrailage à l'ELU

Position	M (KN.m)	u <sub>bu</sub>	α	Z(cm)	A cal (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> /ml)	A opt (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	43.05	0.154	021	12.8	8.4	1.69	6HA14=9.24
En appuis	28.7	0.103	0.136	13.2	5.43	1.69	5HA12=5.65

Selon l'article **E.8. 2.41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à.

- **En travée**

$$A \text{ (répartition)} \geq \frac{A}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA10=2.36cm<sup>2</sup>, espace:  $\frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$

- **En appuis**

$$A \text{ (répartition)} \geq \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA10=2.36cm<sup>2</sup>, espace:  $\frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$

On prend un espacement de 30 cm

- **Espacement des barres**

Armatures longitudinales :  $S_t \leq \min(3e; 33) \text{ cm} = 30 \text{ cm}$

Armatures transversales :  $S_t \leq \min(4e; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$

Soit :  $S_t = 30 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$  condition vérifiée.

### III.5.1.2. Vérification à l'ELU

- ✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{39.27 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.16} = 0.245 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.245 \text{ MPa} < \tau^- = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.39 \text{ MPa} < \tau^- = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- ✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > \left( v_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left( 39.27 \cdot 10^{-3} - \frac{43.05 \cdot 10^{-6}}{0.9 \cdot 14} \right) \cdot \frac{1.15}{400} = 1.12 \text{ cm}^2$$

III.5.1.3. Vérification à l'ELS:

Tableau III.29. Calcul de sollicitation à l'ELS :

Sollicitation	R <sub>A</sub> (kn)	R <sub>b</sub> (kn)	M <sub>0</sub> (KN)	M <sub>t</sub> max (KN)	M <sub>a</sub> max (KN)
ELS	28.93	29.55	42.51	31.88	21.255

État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \quad I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)$$

Tableau III.30. Vérification les contraintes dans l'escalier.

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Condition vérifiée
En travée	31.88	28547.68	4.42	4.93	15	
En Appui	21.25	18459.95	3.73	4.29	15	

III.5.1.4. Vérification de l'état limite de déformation:

$$\frac{h}{l} = \frac{16}{545} = 0.0293 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.0293 < \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{31.88}{10 \cdot 42.5} = 0.075$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0048 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, la flèche doit donc être calculée conformément au **CBA93** et au **BAEL91**.

Pour une portée supérieure à 5 m, la flèche admissible est :

Tableau III.31. vérification de l'état limite de déformation

	Etage commence
Condition 1	<i>condition non vérifiée</i>
Condition 2	<i>condition non vérifiée</i>
Condition 3	<i>condition vérifiée</i>
$M_t^G(KN.m)$	24.4185
$M_t^J(KN.m)$	18.2801
$M_t^P(KN.m)$	32.3082
$I_0(10^{-4} m^4)$	2.193229
$\rho$	0,0066
Ev (Mpa)	10818.865
Ei(Mpa)	32456.586
$\lambda i$	3,181818182
$\lambda v$	1,272727273
Y( $10^{-2}$ )	4.995
I( $10^{-4} m^4$ )	1.53933
$\sigma_{SG}(Mpa)$	214.24897
$\sigma_{sp}(Mpa)$	283.4735
$\sigma_{sj}(Mpa)$	160.3906
$\mu_g$	0.52618
$\mu_j$	0.41982
$\mu_p$	0.61653
$I_{fgi}(10^{-5} m^4)$	0.89804
$I_{fgv}(10^{-5} m^4)$	1.43832
$I_{fj}(10^{-5} m^4)$	1.02814
$I_{fpi}(10^{-5} m^4)$	0.81087
fgi(mm)	2.488366
fgv(mm)	4.660941
fji(mm)	1.627103

$f_{pi}(mm)$	3.646304
$\Delta f(mm)$	4.1917763
$f'(mm)$	5.455
$\Delta f < f'$	Condition vérifiée

Soit 6HA14 →  $A_s = 9.24$

$\Delta f < f'$  ..... la condition est vérifiée

**III.5.1.5. Schéma de ferrailage**

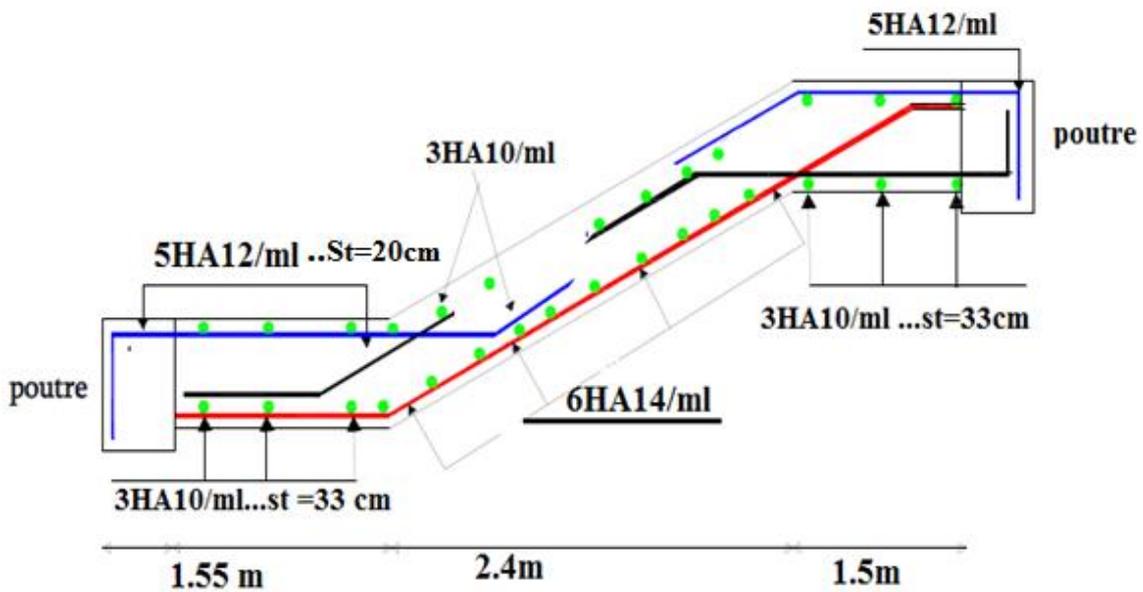


Figure III.29. Schéma de ferrailage d'escalier du l'étage courant

**III.5.2. Calcule pour les autre type d'escalier**

**III.5.2.1. Escalier de RDC**

**A. Calcul les sollicitations**

Tableau III.32. Calcul les sollicitations dans l'escalier de RDC

	ELU	ELS
$q_v (kn/m)$	15.52	11.22
$q_p (kn/m)$	11.08	7.93
RA(KN)	29.6	21.29
RB(KN)	34.13	24.65
$M0^{max}(kn.m)$	37.54	27.09
Mt(kn.m)	31.94	23.02
Ma(kn.m)	18.77	10.83

$V^{\max}$ (KN)	34.13	31.09
-----------------	-------	-------

**B. Ferrailage**

**Tableau III.33.** calcul la section des armatures

	En traver	En appuis
A (trouver $cm^2$ )	6.98	3.99
A' ( $cm^2$ )	00	00
A(choiser $cm^2$ )	7.70	4.52
Le choix des barre	5HA14	4HA12
A min ( $cm^2$ )	1.69	1.69
Ar( $cm^2$ )	0.785	0.5
Choix de Ar	3HA8	2HA8
Ar(choiser $cm^2$ )	1.51	1.01

**C. Les vérifications nécessaire**

**Tableau III.34.** vérification à l'ELS

Condition de non fragilité	$A=7.7cm^2$	$A_{min} = 1.69cm^2$	Condition vérifiée
Condition de non fragilité	$\zeta_u$ (Mpa)=0.2438	$\zeta'_u$ (Mpa)=3.33	Pas de rupture par cisaillement
Vérification des contraintes	$\sigma_{bc}$ (Mpa)=11.157	$\sigma'_{bc}$ (Mpa)=15	Condition vérifiée
Etat limite d'ouverture des fissures	$\sigma_{st}$ (Mpa)=566.932	$\sigma'_{st}$ (Mpa)=0	Aucune vérification à faire
Etat limite de déformation	La première condition ne pas vérifier	La deuxième condition est vérifiée	La troisième condition est vérifiée

III.5.2.2. Escalier de Entre-sol 02

Le calcul se fait en deux parties :

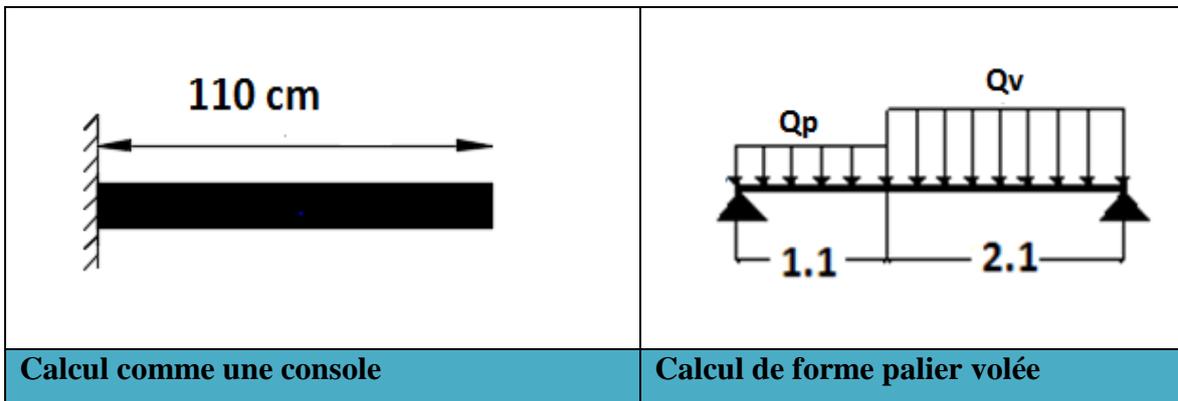


Figure III.30. Schéma statique d'escalier entre sol 02

A. Calcul de la console

Tableau III.35. calcul les sollicitations dans la console

	ELU	ELS
Qu( kn/m <sup>2</sup> )	15.44	11.16
Pu (KN /m)	3.60	2.67
Vu(KN)	20.58	14.94
Mu(kn.m)	1.33	9.68

B. Ferrailage

Tableau III.36. calcul de la section des armatures

A (trouver cm <sup>2</sup> )	2.80
A(choiser cm <sup>2</sup> )	3.14
Le choix des barre	4HA10
A min (cm <sup>2</sup> )	1.69
Ar(cm <sup>2</sup> )	1.33

C. Les vérifications nécessaires

Tableau III.37. vérification à l'ELS

Condition de non fragilité	A=3.14cm <sup>2</sup>	Amin =1.69cm <sup>2</sup>	Condition vérifiée
Condition de non fragilité	ζu (Mpa)=0.15	ζ'u (Mpa)=3.33	Pas de rupture par cisaillement
Vérification des contraintes	σbc (Mpa)=4.26	σ'bc (Mpa)=15	Condition vérifiée
Etat limite d'ouverture des fissures	σst (Mpa)=188.95	σ'st (Mpa)= 201.63	Condition vérifiée

Etat limite de déformation	La première condition est vérifiée	La deuxième condition est vérifiée	La troisième condition est vérifiée
----------------------------	------------------------------------	------------------------------------	-------------------------------------

III.5.2.3. Calcule de palier volée

A. Calcul des sollicitations

Tableau III.38. calcul des sollicitations de l’escalier

	ELU	ELS
RA(KN)	18.55	13.29
RB(KN)	21.70	15.63
Vu(KN)	21.70	19.71
Mt(kn.m)	13.20	9.47
Ma(kn.m)	7.76	4.46

B. Ferrailage

Tableau III.39. calcul de la section des armatures

	En travée	En appuis
A (trouver cm <sup>2</sup> )	2.77	1.62
A(choiser cm <sup>2</sup> )	3.14	2.36
Le choix des barre	4HA10	3HA10
A min (cm <sup>2</sup> )	1.69	1.69
Ar(cm <sup>2</sup> )	0.78	0.50

C. Les vérifications nécessaires

Tableau III.40. Vérification à l’ELS

Condition de non fragilité	A= 3.14cm <sup>2</sup>	Amin =1.69cm <sup>2</sup>	Condition vérifiée
Condition de non fragilité	$\zeta_u$ (Mpa)=0..155	$\zeta'_u$ (Mpa)=3.33	Pas de rupture par cisaillement
Vérification des contraintes	$\sigma_{bc}$ (Mpa)=2.59	$\sigma'_{bc}$ (Mpa)=15	Condition vérifiée
Etat limite d'ouverture des fissures	$\sigma_{st}$ (Mpa)=169.05	$\sigma'_{st}$ (Mpa)=0	Aucune vérification à faire
Etat limite de déformation	La première condition ne pas vérifiée	La deuxième condition est vérifiée	La troisième condition est vérifiée

III.5.2.4. Escalier entrée de RDC

A. Calcul des sollicitations

Tableau III.41. calcul des sollicitations de l'escalier

	ELU	ELS
RA(KN)	26.28	18.85
RB(KN)	31.31	22.57
Vu(KN)	31.31	28.47
Mt(kn.m)	26.49	19.04
Ma(kn.m)	15.58	8.96

B. Ferrailage

Tableau III.42. calcul de la section des armatures

	En travée	En appuis
A (trouver cm <sup>2</sup> )	5.73	3.29
A(choiser cm <sup>2</sup> )	6.16	4.52
Le choix des barre	4HA14	4HA12
A min (cm <sup>2</sup> )	1.69	1.69
Ar(cm <sup>2</sup> )	0.78	0.50

C. Les vérifications nécessaire

Tableau III.43. vérification à l'ELS

Condition de non fragilité	$A=7.7\text{cm}^2$	$A_{\min} = 1.69\text{cm}^2$	Condition vérifiée
Condition de non fragilité	$\zeta_u$ (Mpa)=0.223	$\zeta'_u$ (Mpa)=3.325	Pas de rupture par cisaillement
Vérification des contraintes	$\sigma_{bc}$ (Mpa)=9.23	$\sigma'_{bc}$ (Mpa)=15	Condition vérifiée
Etat limite d'ouverture des fissures	$\sigma_{st}$ (Mpa)=468.91	$\sigma'_{st}$ (Mpa)=0	Aucune vérification à faire
Etat limite de déformation	La première condition ne pas vérifiée	La deuxième condition est vérifiée	La troisième condition est vérifiée

III.6. Etude de la poutre palière

- Dimensionnement

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22.66 \text{ cm} < h < 34 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \text{ RPA99/2003 (Art: 7.5.1)}$$

On prend: h = 30 cm; b = 30 cm.

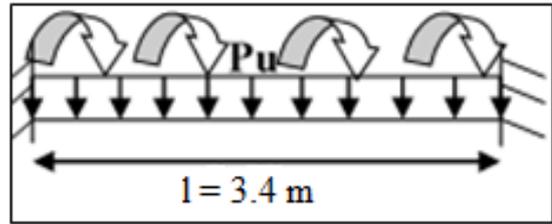


Figure III.31. schéma statique

- Les charges sur la poutre

g<sub>0</sub> : poids propre de la poutre ; avec g<sub>0</sub> = 25 × 0.3 × 0.3 = 2.25 kn/ml

III.6.1.1. Les sollicitations de la poutre palière

L'ensemble des sollicitations sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.44. calcul des sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
R <sub>B</sub> = 39.27 KN/ml	R <sub>B</sub> = 29.55 KN/ml
g <sub>0</sub> = 2.25 KN/ml	g <sub>0</sub> = 2.25 KN/ml
P <sub>u</sub> = 1.35 g <sub>0</sub> + R <sub>B</sub>	P <sub>s</sub> = g <sub>0</sub> + R <sub>B</sub>
P <sub>u</sub> = 42.3 KN/ml	P <sub>s</sub> = 31.8 KN/ml
M <sub>a</sub> = (P <sub>u</sub> *L <sup>2</sup> )/24 = -20.37 KN.m	M <sub>a</sub> = (P <sub>s</sub> *L <sup>2</sup> )/24 = -15.32 KN.m
M <sub>t</sub> = -P <sub>u</sub> *L <sup>2</sup> / 12 = 40.75 KN.m	M <sub>t</sub> = -P <sub>s</sub> *L <sup>2</sup> / 12 = 30.63 KN.m
V <sub>u</sub> = (P <sub>u</sub> *L)/2 = 71.91 KN	

III.6.1.2. Calcul de la section d'armature à la flexion simple

Tableau III.45. calcul de la section d'armature

	M (kn.m)	b <sub>u</sub>	α	Z (m)	A <sub>flexion</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
En appuis	20.37	0.061	0.078	0.271	2.16	1.01
En travée	40.75	0.122	0.163	0.262	4.47	1.01

**III.6.1.3. Les vérifications nécessaires**

- **Armatures transversales à la flexion simple**

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Leftrightarrow A_t \geq 0.3 \times 0.3 \times 0.1 / 400 = 0.225 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Avec,  $S_t = 10 \text{ cm}$  **RPA99 (Art 7.5.2.2)**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement des armatures longitudinales :**

- Armatures longitudinales :  $S_l = 10 \text{ cm} \leq \min(0.9d \times 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm}$

**III.6.1.4. Calcul de la section d'armature à la torsion**

Le moment dans la pailleasse  $M_a$  (au niveau de l'appui), engendre une torsion dans la poutre palière.

$$M_{tor} = 10.18 \text{ kn.m/ml} ; M_{tor}^{max} = M_{tor} \times \frac{L}{2} = 17.31 \text{ kn.m}$$

Pour une section pleine, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. **BAEL (Art A.5.4.22)**

U : Périmètre de la section de la poutre palière.

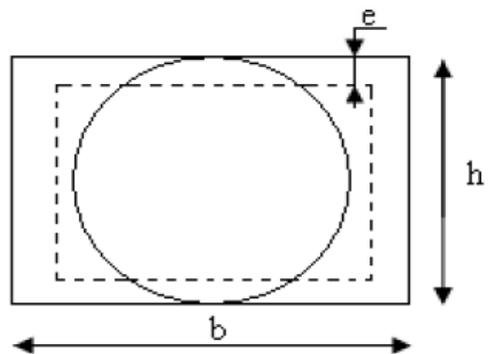
$\Omega$  : Air du contour tracé à mi hauteur.

e : Épaisseur de la paroi.

$$e = \phi / 6 = b / 6 = 5 \text{ cm} .$$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 625 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 100 \text{ cm}$$



**Figure III.32.** la section à ferrailer

- **Armatures longitudinales en torsion**

$$A_{long}^{tors} = \frac{M_{tor}^{max} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{17.31 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 348} = 4.57 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales en torsion**

$$A_t^{tors} = \frac{M_{tor}^{max} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

Si on fixe  $S_t$  à 10 cm ;  $A_t^{tors} = \frac{17.31 \times 10^{-3} \times 0.1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2$

Section d'armatures longitudinales globale

- ✓ **En appuis**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{long}^{tors}}{2} = 2.16 + \frac{4.57}{2} = 4.44 \text{ cm}^2$$

- ✓ **En travée :**

$$A_i^t = A_a + \frac{A_{torsion}}{2} = 4.47 + \frac{4.57}{2} = 6.75 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Avec :  $\tau_u = \sqrt{\tau_{tors}^2 + \tau_u^2}$  or  $\tau_u = 0.85 \text{ MPa}$

$$\tau_{tors} = \frac{M_{TOR}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{17.31 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 2.77 \text{ MPa}$$

D'où  $\tau_u = 2.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

- **Choix des armatures**

Pour  $A^a$  on choisit 6HA10 = 4.71 cm<sup>2</sup>

Pour  $A_i^t$  on choisit 6HA12 = 6.79 cm<sup>2</sup>

Pour  $A_{trans}$  on choisit cadre+ étrier  $\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**Exigence du RPA**

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 4.5 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a = 11.5 \text{ cm}^2 \text{ RPA (Art 7.5.2.1)}$$

**III.6.1.5. Vérification à l'ELS**

Vérification des contraintes

**Tableau III.46.** Vérification des contraintes

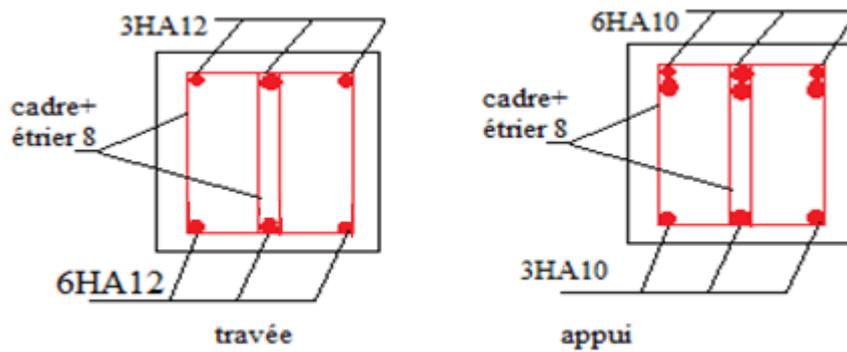
Mser (kn)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
15.32	13.85	177237.6	6.55	15

**III.6.1.6. Evaluation de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.088 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.033 \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ \frac{A_t}{b \times d} = 0.0053 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

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

**III.6.1.7. Schéma de ferrailage**



**Figure III.33.** Schéma de ferrailage de la poutre palière

**III.7. Etude de la poutre brisée**

Cette poutre se calcul en flexion et en torsion.

- **Le pré dimensionnement**

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$$

$$33.33cm \leq h \leq 50cm$$

On prend :  $\begin{cases} h = 40cm \\ b = 30cm \end{cases}$

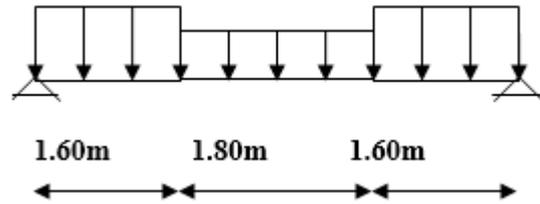


Figure III.34. Schéma statique.

- **Vérification des conditions du RPA99/2003**

Selon les recommandations du RPA99 addenda 2003, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h/b \leq 4 \end{cases} \text{ Sachant que } \rightarrow \begin{cases} b : \text{largeur de la poutre} \\ h : \text{hauteur de la poutre} \end{cases}$$

Les trois conditions sont satisfaites.

**III.7.1.1. Calcul à la flexion simple**

La poutre est soumise à son :

Poids propre :  $g_0 = \gamma \times S = 25 \times 0.3 \times 0.4 = 3KN/ml$

Poids de la paillasse inclinée :  $g_1 = 0.3 \times 0.4 \times \frac{25}{\cos 29.53^\circ} = 3.45KN/ml$

La charge transmise de l'escalier :  $R_B = 21.7 KN/ml$

**A. L'ELU**

**A.1. Calcul des sollicitations**

En utilisant la méthode RDM, on trouve les sollicitations suivantes :

$RA = 16.47 KN ; RB = 16.47 KN ; M0 = 24.97KN.m$

$$\begin{cases} M_t = 0.85M_0 = 21.22 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.4M_0 = 9.98 \text{ KN.m} \\ V_{\max} = 16.47 \text{ KN} \end{cases}$$

### A.2.Ferraillage

**En travée:**  $\mu_{bu} = 0.034$ ,  $\alpha = 0.043$ ,  $z = 0.373 \text{ m}$ ,  $A_t = 1.63 \text{ cm}^2$

**En appuis:**  $\mu_{bu} = 0.016$ ,  $\alpha = 0.02$ ,  $z = 0.376 \text{ m}$ ,  $A_a = 0.76 \text{ cm}^2$

#### III.7.1.2. Les vérifications nécessaires

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2.$$

- Calcul à la torsion Art (A.5.4) [4]

$$A_T = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Avec :  $M_T$  : moment de torsion.

$$M_T = 6.21 \text{ KN.m} = M_a^B.$$

$\phi$  : Diamètre de la petite dimension (b = 30cm.)

$$e = \frac{1}{6} \times \phi = \frac{1}{6} \times b = 5 \text{ cm}.$$

$\Omega$  : Section creuse à mi-épaisseur.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 875 \text{ cm}^2.$$

$U$  : Périmètre de  $\Omega$ .

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 120 \text{ cm}.$$

$$D'ou; A_T = 1.22 \text{ cm}^2.$$

-Pour les armatures longitudinales : flexion + torsion

En travée :  $A_t = A_T + \frac{A_l}{2} = 2.03 \text{ cm}^2$  ; En appui :  $A_a = A_T + \frac{A_l}{2} = 1.6 \text{ cm}^2$ .

soit  $A_t = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$  soit  $A_a : 3\text{HA} 10 = 2.36 \text{ cm}^2$

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.144 \text{ MPa.}$$

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = 0.39 \text{ MPa.}$$

$$\tau_T = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_T^2} = 0.42 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u}.$$

- **Calcul des armatures transversales**

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm.}$

- **Flexion simple**

$$A_{tran} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2.$$

$$A_{tran} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = -0.68 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{valeur négligeable.}$$

- **Torsion**

$$A_{tran}^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_{tran} = \frac{M_T \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.084 \text{ cm}^2.$$

$$D'ou : A_{Tran} = A_{tran}^{F.\max} + A_{tran}^{T.\max} = 0.76 \text{ cm}^2.$$

**Le choix :**  $A_{Tran} = 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

## A.2. L'ELS

- **Calcul des sollicitations**

$RA = 13.29 \text{ KN}$  ,  $RB = 15.63 \text{ KN}$ .

$$M_0^{ser} = 11.15 \text{ KN.m.}$$

$$\begin{cases} M_t^{ser} = 0.85 \times M_0^{ser} = 9.47 \text{ KN.m.} \\ M_a^{ser} = 0.4 \times M_0^{ser} = 4.46 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

- Les vérifications nécessaires :
- Vérification de l'état limite de compression

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.2 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 6586 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.49 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

- Vérification de l'état limite de déformation

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{40}{400} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.} \\ \frac{h}{l} = 0.1 > \frac{M_t^{ser}}{10 \times M_0} = \frac{9.47}{10 \times 11.15} = 0.082 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{2.7}{30 \times 38} = 0.0024 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc on n'a pas à vérifier la flèche.

**III.7.1.3. Schéma de ferrailage de la poutre brisée**

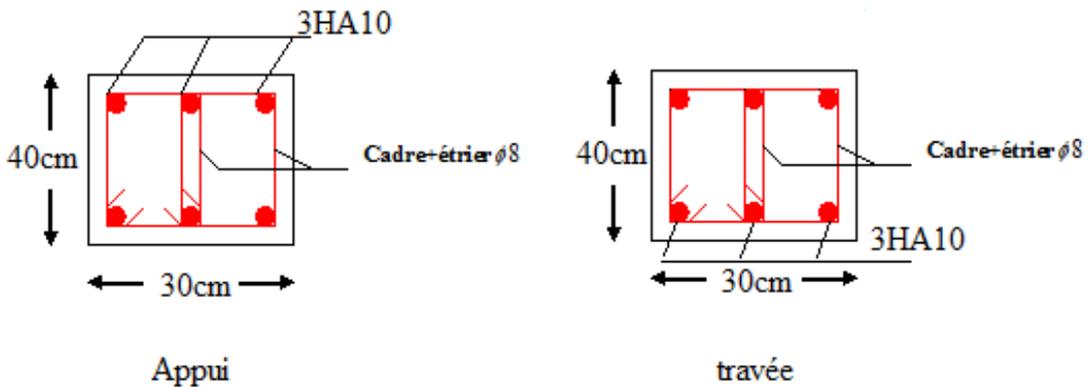


Figure III.35. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

*Chapitre IV*  
*Etude dynamique*

### ***Introduction***

L'objectif d'une étude dynamique est d'assurer une bonne résistance vis-à-vis actions sismiques, afin de limiter les dommages causées tout en respectant les aspects de la construction qui sont : L'économie, La résistance, L'aspect architectural.

Pour cela nous nous servons du logiciel **ETABS 2016**.

#### ***IV.1. Le choix de la méthode de calcul***

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forcessismiques peut être mené suivant deux principales méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique.

##### ***IV.1.1. La Méthode statique équivalente***

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

##### ***IV.1.2. La Méthode dynamique***

Qui regroupe :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

#### ***IV.2. La présentation de la méthode modale spectrale***

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette méthode, on recherche 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 vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante:  $V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de  $(0.8 V_{st}/V_{dyn})$ .

Avec,  $V_{dyn}$  : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal).

$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$  : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

Tel que :

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**W** : Poids total de la structure.

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

**Q** : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

Groupe d'usage (2) A=0.15

Zone sismique (IIa)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**.

$Q = 1 + \sum Pq \dots \dots \dots$  **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

**Pq** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non. Les valeurs à retenir sont dans le tableau IV.1 (le calcule ce fait dans les deux sens).

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités

“ Critère q ”	Observé	Pq /xx	Observé	Pq /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :  $Q_x = 1.20$   $Q_y = 1.20$

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi} \dots \text{RPA99(formule4.5)}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Le poids de la structure est :  $W = 39081,5051 \text{ KN}$

$$D = 2.5\eta, \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5\eta(T_2/T) \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \text{RPA99(formule4.2)}$$

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}(3.0/T)^{2/3} \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99(formule4.3)}$$

$\xi$  : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 10\% \quad \text{d'où } \eta = 0.76$$

On a un site meuble S2 :  $T_1 = 0.15 \text{ s}$  et  $T_2 = 0.40 \text{ s}$      **RPA99/2003(tableau4.7)**

### A. Le calcul de la période fondamentale de la structure

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$T = CT h^{3/4}$$

$$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$H = 34.54 \text{ m}$  : Hauteur total du bâtiment

$CT = 0,05$  : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

**L** : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$L_x = 24.80 \text{ m} \quad L_y = 14.55 \text{ m}$$

$$T_x = \min(0.62, 0.71) = 0.62 \text{ s}$$

Donc,

$$T_y = \min(0.815, 0.71) = 0.71 \text{ s}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_x = 1.3 \times 0.62 \Rightarrow T_x = 0.806 \text{ s}$$

$$T_y = 1.3 \times 0.71 \Rightarrow T_y = 0.923 \text{ s}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \text{ donc : } D_x = 1.419 \text{ et } D_y = 1.300$$

### B. La force sismique totale à la base de la structure est

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} \dots \text{RPA99(Art 4.2.3)}$$

$V_X=1996.73 \text{ KN}$

$V_Y=1828.40 \text{ KN}$

**C. Le spectre de réponse de calcul**

Pour la méthode dynamique modale spectrale, les forces sismiques sont représentées par spectre de réponse de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 2.5 * A * (1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1)) \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 * \eta * (1.25 A) * (\frac{Q}{R}) \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * (1.25 A) * (\frac{Q}{R}) * (\frac{T_2}{T_1})^{(2/3)} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 * \eta * (1.25 A) * (\frac{Q}{R}) * (\frac{T_2}{3})^{(2/3)} (\frac{3}{T})^{(5/3)} \dots\dots\dots T > 3 \end{cases}$$

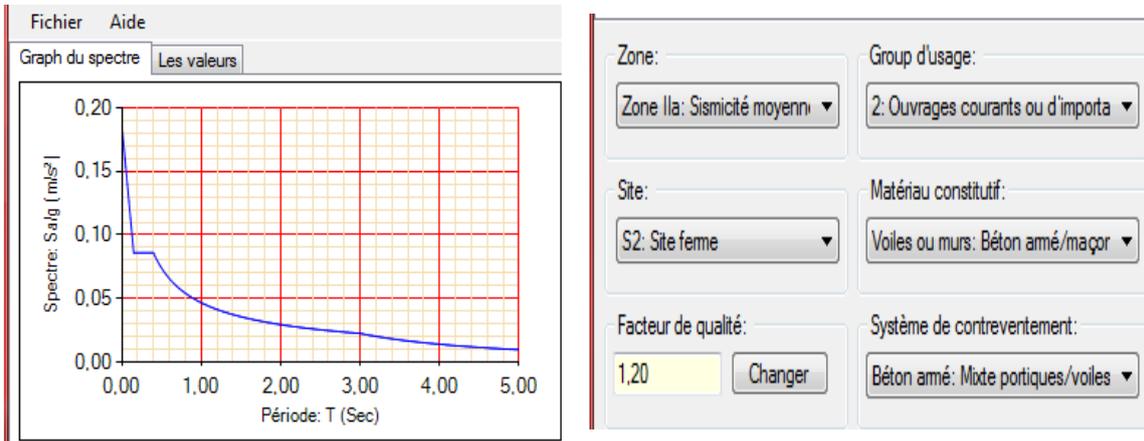


Figure IV.1. Spectre de réponse.

**IV.3. Interprétation des résultats des Résultats obtenus**

Pour l’application de la méthode dynamique modale spectrale, on a utilisé un logiciel d’analyse par éléments fini dénommé ETAPS 2016.

Après la modélisation de notre structure, nous avons obtenus les résultats suivants :

**IV.3.1. La disposition des voiles de contreventement :**

La forme architecturale et la présence de commerces dans notre structure a compliqué le choix de disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l’interaction voiles- portiques. Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure IV.2.



Figure: IV.2. La disposition des voiles

IV.3.2. Les périodes de vibration et le taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau IV.2 donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Période Sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,979	0,0029	0,7116	0	0,0029	0,7116
Modal	2	0,869	0,7109	0,0042	0	0,7138	0,7158
Modal	3	0,79	0,0045	0,0008	0	0,7182	0,7166
Modal	4	0,326	0,0007	0,1294	0	0,7189	0,846
Modal	5	0,292	0,1236	0,0005	0	0,8425	0,8465
Modal	6	0,259	0,0057	0,00000194	0	0,8482	0,8465
Modal	7	0,184	0,000008177	0,0518	0	0,8482	0,8983
Modal	8	0,166	0,0453	0,0012	0	0,8935	0,8995
Modal	9	0,143	0,01	0,003	0	0,9035	0,9025
Modal	10	0,123	0,0005	0,0244	0	0,9039	0,9269
Modal	11	0,111	0,0245	0,0068	0	0,9284	0,9337
Modal	12	0,096	0,0095	0,0088	0	0,9379	0,9425

mode 1 : translation : selon y :  $T_Y = 0,979$  s

mode 2 : translation : selon x :  $T_X = 0,869$  s

On constate que la participation massique modale atteint 90% de la masse totale du bâtiment lorsqu'on prend 9 modes selon x et y

La période numérique obtenue par le logiciel (ETABS 2016) dans le mode 02 selon (x-x) inférieurs à celles calculées après majoration de 30% (RPA99/2003 Art 4.2.4) par contre la le mode 01 selon (y-y) période numérique est supérieur à celles calculées après majoration de 30% ,après tous les essai de disposition des voiles on as obtenu que il faut rigidifié d'avenage la structure jusque se que cette condition soit vérifié , par conséquence le créatrice économique serai pas vérifié .

Période majorées de 30%  $T_x = 0.806 \text{ s} > T_x = 0.869 \text{ (numérique)}$

$T_y = 0,923 \text{ s} < T_y = 0.979 \text{ (numérique)}$

- *Comportement de la structure :*

**Le premier mode représente une translation suivant y-y**



*Figure IV.3. (Mode1) translation suivant l'axe y-y.*

Le deuxième mode représente une translation suivant x-x



Figure IV.4. (Mode2) translation suivant l'axe x-x.

Le troisième mode représente une rotation suivant l'axe z-z



Figure IV.5. (Mode3) rotation suivant l'axe z-z.

#### IV.4. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

**IV.4.1. Vérification de l'effort normal réduit**

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante :  $u = N_d / (B \cdot f_c \cdot 28) \leq 0.3$  **RPA99 (Article 7.4.3.1)**

**Tableau IV.3. Vérification de l'effort normal réduit.**

	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N <sub>d</sub> (KN)	U	Observation
	b (m)	h (m)	aire (m <sup>2</sup> )			
<b>ES2</b>	0.5	0.55	0,275	1950.58	0,284	<i>vérifiée</i>
<b>ES1</b>	0,5	0,5	0,25	1750,56	0.280	<i>vérifiée</i>
<b>RDC</b>	0,45	0,5	0,225	1537,06	0,273	<i>vérifiée</i>
<b>1</b>	0,4	0,45	0.180	1309,39	0,291	<i>vérifiée</i>
<b>2</b>	0,4	0,45	0.180	1092,18	0,243	<i>vérifiée</i>
<b>3</b>	0,4	0,4	0.160	886,95	0,222	<i>vérifiée</i>
<b>4</b>	0,4	0,4	0.160	706,72	0,177	<i>vérifiée</i>
<b>5</b>	0,35	0,4	0.140	549,13	0,157	<i>vérifiée</i>
<b>6</b>	0,35	0,4	0.140	451,80	0,129	<i>vérifiée</i>
<b>7</b>	0,35	0,35	0.1225	366,60	0,120	<i>vérifiée</i>
<b>8</b>	0,35	0,35	0.1225	185,22	0,060	<i>vérifiée</i>

- **L'effort normal réduit est vérifié à tous les niveaux**

**Justification de l'interaction voiles-portiques :**

Le **RPA99/2003 (Art3.4. a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- **Sous charges verticales**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

- **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.4. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.**

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques	voiles
	KN	KN	%	%
<b>E-SOL2</b>	33363.65	5910.305	84.96	15.04
<b>E-SOL1</b>	25802.55	5526.27	82.36	17.63
<b>RDC</b>	25675.11	5088.914	83.45	16.54
<b>1<sup>er</sup> Niveau</b>	22565.06	4866.376	82.25	17.74
<b>2<sup>ème</sup> Niveau</b>	19475.05	4300.033	81.91	18.08
<b>3<sup>ème</sup> Niveau</b>	16442.93	3748.528	81.43	18.56
<b>4<sup>ème</sup> Niveau</b>	13497.74	3084.333	81.4	18.60
<b>5<sup>ème</sup> Niveau</b>	10567.84	2432.382	81.29	18.71
<b>6<sup>ème</sup> Niveau</b>	7772.25	1682.847	82.20	17.8
<b>7<sup>ème</sup> Niveau</b>	4945.00	1097.41	81.83	18.16

On remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les niveaux

**Tableau IV5.Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.**

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	portique	voiles	Portiques	Voiles
	KN	KN	%	%	KN	KN	%	%
<b>E-SOL2</b>	955.01	1301.6	<b>42,32</b>	<b>57,68</b>	1252.44	970.75	<b>56,34</b>	<b>43,66</b>
<b>E-SOL1</b>	808.44	785.33	<b>50,73</b>	<b>49,27</b>	1209.82	462.48	<b>72,35</b>	<b>27,65</b>
<b>RDC</b>	1032.67	586.4	<b>63,78</b>	<b>36,22</b>	1129.12	418.41	<b>72,96</b>	<b>27,04</b>
<b>1</b>	897.77	646.15	<b>58,15</b>	<b>41,85</b>	947.81	485.71	<b>66,12</b>	<b>33,88</b>
<b>2</b>	947.5	463.2	<b>67,17</b>	<b>32,83</b>	1026.71	368.47	<b>73,59</b>	<b>26,41</b>
<b>3</b>	830.86	447.1	<b>65,01</b>	<b>34,99</b>	808.68	386.62	<b>67,65</b>	<b>32,35</b>
<b>4</b>	812.37	312.76	<b>72,20</b>	<b>27,80</b>	797.99	329.42	<b>70,78</b>	<b>29,22</b>
<b>5</b>	579,3	380.17	<b>60,38</b>	<b>39,62</b>	649.53	285.91	<b>69,44</b>	<b>30,56</b>
<b>6</b>	544,02	275.47	<b>66,39</b>	<b>33,61</b>	600.72	235.77	<b>71,81</b>	<b>28,19</b>

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux

- **Vérification des déplacements**

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta K - \delta K-1$$

Avec :  $\delta K = R \times \delta eK$

$\delta K$ : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

$\delta eK$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=5)

**Tableau VI.6. Vérification des déplacements. (Sens x-x).**

Dans le sens X-X							
Niveau x	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$(\%)\Delta_k/h_k$	Observation
SS2	0,0187	0,0935	0	0,0935	350,0	0,0267	Vérifiée
SS1	0,255	1,275	0,0935	1,181	350,0	0,337	Vérifiée
RDC	0,442	2,21	1,275	0,935	306,0	0,305	Vérifiée
1	0,6533	3,266	2,21	1,056	306,0	0,345	vérifiée
2	0,8657	4,328	3,266	1,062	306,0	0,347	vérifiée
3	1,069	5,345	4,328	1,017	306,0	0,332	vérifiée
4	1,2594	6,297	5,345	0,952	306,0	0,311	vérifiée
5	1,4367	7,183	6,297	0,886	306,0	0,29	vérifiée
6	1,5949	7,974	7,183	0,791	306,0	0,258	vérifiée
7	1,7257	8,628	7,974	0,654	306,0	0,213	vérifiée
8	1,8403	9,201	8,628	0,573	306,0	0,187	vérifiée

Tableau VI.7. Vérification des déplacements. (Sens y-y).

Niveaux	Dans le sens Y-Y						Observation
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	
SS2	0.094	0,470	0	0,47	350.0	0,154	<i>vérifiée</i>
SS1	0,284	1,420	0,470	0,95	350.0	0,310	<i>vérifiée</i>
RDC	0.493	2,465	1,420	1,05	306.0	0,342	<i>vérifiée</i>
1	0.733	3,665	2,465	1,20	306,0	0,392	<i>vérifiée</i>
2	0.987	4.935	3,665	1.27	306,0	0.415	<i>vérifiée</i>
3	1.238	6.19	4.935	1.25	306,0	0.408	<i>vérifiée</i>
4	1.472	7.36	6.19	1.17	306,0	0.441	<i>vérifiée</i>
5	1.683	8.415	7.36	1.05	306,0	0.49	<i>vérifiée</i>
6	1,866	9.33	8.415	0.91	306,0	0.297	<i>vérifiée</i>
7	2.022	10.11	9.33	0.78	306,0	0.254	<i>vérifiée</i>
8	2.154	10.77	10.11	0.66	306,0	0.215	<i>vérifiée</i>

### Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

Les effets du deuxième ordre (ou effet P- $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{PK \times \Delta K}{\Delta K \times hk} \leq 0.10$$

**PK**: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$PK = \sum n (Wgi + \beta \cdot Wqi)$$

**VK**: effort tranchant d'étage au niveau "k"

**$\Delta K$**  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

**hk**: hauteur de l'étage "k".

Si  $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1-\theta_k)$ .

Si  $\theta_K > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau IV.8. Vérification a L'effet P- $\Delta$

Niv	$h_k$	Pk(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta k(m)$	Vk(KN)	$\theta_k$	$\Delta k(m)$	Vk(KN)	$\theta_k$
ES2	3,50	39081,5051	0,00093	2040,342	0.00511	0,0047	1904,199	0.0275
ES1	3,50	34610,7498	0,01181	1969,8626	0.0592	0,0095	1834,654	0.0512
RDC	3.06	30403,6779	0,00935	1879,9169	0.0504	0,0105	1747,073	0.0597
1	3,06	26875,2027	0,01056	1773,9447	0.0522	0,0120	1644,783	0.064
2	3,06	23243,2403	0,01062	1634,4156	0.0493	0,0127	1513,725	0.0637
3	3,06	19640,89	0,01017	1477,1017	0.0441	0,0125	1370,307	0.0585
4	3,06	16125,1687	0,00952	1304,0405	0.0384	0,0117	1214,046	0.0507
5	3,06	12579,8352	0,00886	1106,9127	0.0329	0,0105	1035,946	0.0416
6	3,06	9177,7701	0,00791	882,75	0.0268	0,0091	832,798	0.0327
7	3,06	5753,4597	0,00654	616,8335	0.0199	0,0078	589,403	0.0248
8	3,06	2777,6747	0,00393	345,717	0.0103	0,0066	335,833	0.0178

On remarque que la condition  $\theta \leq 0.10$  est satisfaite, donc l'effet P- $\Delta$  n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2<sup>o</sup> ordre peuvent être négligés .

- **Vérification de la résultante des forces sismiques**

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  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  $V_{st}$ .

Tableau IV9 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	2040,3422	1597,3846	<i>vérifiée</i>
Sens Y-Y	1904,1995	1462.7193	<i>vérifiée</i>

### Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les nouvelles dimensions des poteaux :

Poteaux ES2	50*55 cm <sup>2</sup>
Poteaux et ES1et	50*50 cm <sup>2</sup>
RDC	45*50cm <sup>2</sup>
Poteaux Etage 1et étage 2	40*45 cm <sup>2</sup>
Poteaux Etage 3 et étage 4	40*40 cm <sup>2</sup>
Poteaux Etage 5 et étage 6	35*40 cm <sup>2</sup>
Poteaux Etage 7 et étage 8	35*35 cm <sup>2</sup>

*Chapitre V*  
*Etude des éléments*  
*structuraux*

### Introduction

Dans ce chapitre nous allons présenter les dimensions retenus et le ferrailage des éléments structuraux de notre bloc. Les différentes sollicitations qui seront utilisées pour le ferrailage sont tirées de l'analyse sismique de la structure réalisée par le logiciel « étabs ».

#### V.1. Etude des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, ils sont donc calculés à la flexion composée. Les efforts normaux (N) et les moments fléchissant (M) sont donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans etabs comme suit :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Les sollicitations à considérer sont :  $N_{max} \rightarrow M_{corr}$  ;  $N_{min} \rightarrow M_{corr}$  ;  $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

**Tableau V.1 : Les différentes sollicitations dans les poteaux**

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	
	N (kn)	M (kn.m)	N (kn)	M (kn.m)	M (kn.m)	N (kn)
E/ sol 2	-2165,39	-7,7073	549,85	15,19	126,34	-779,06
E/ sol 1	-1875,094	-18,021	189,32	11,49	155,37	-498,56
RDC	-1717,680	-47,4996	84,71	8,45	-117,21	-1029,65
1er et 2ème	-1473,660	-9,466	34,20	30,93	-115,71	-821,02
3ème et 4ème	-1094,598	-9,7248	39,49	4,05	-107,52	-695,07
5ème et 6ème	-722,7644	-7,7844	59,47	2,40	-80,49	-437,03
7ème et 8ème	-466,28	15,31	75,74	-10,14	-63,07	-203,65

- **Recommandation du RPA 99/ version 2003**

#### a). Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

$A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).

$A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).

$A_{max}$  = 6% de la section de béton (en zone de recouvrement).

$\phi_{min}$  = 12 mm (Diamètre minimale utilisée pour les barres longitudinales).

La longueur minimale de recouvrement ( $l_{min}$ ) est de  $40\phi$  en zone IIa.

L'espacement ( $S_t$ ) entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm. (en zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

$$l' = 2h ; h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.2.** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm2)	Amin (cm2)	Amax (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entre sol 2	55×50	22	110	165
Entre sol 1	50×50	20	100	150
RDC	45×50	18	90	135
1er et 2ème étages	40×45	14.4	72	108
3ème et 4ème étage	40×40	12.8	64	96
5ème et 6ème étage	40×35	11.2	56	84
7ème et 8ème étage	35×35	9.8	49	73.5

### b). Les armatures transversales

Les armatures transversales dans les poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Un Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique «  $\lambda_g$  » dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_t^{min}; 15 \text{ cm})$  (en zone IIa).

Dans la zone courante :  $t \leq 15\phi_t^{min}$  (en zone IIa).

La quantité d'armature transversale minimale  $A_t/t.b_1$  en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5; A_t/t.b_1 = 0.3\% \\ \text{si } \lambda_g \leq 3; A_t/t.b_1 = 0.8\% \\ \text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5; \text{interpoler entre les valeurs précédentes} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimums.

### V.1.1. Calcul du ferrailage

- Ferrailage longitudinale

Tableau V.3. Armatures longitudinales dans les poteaux

Niveau	Section (cm2)	Acal (cm2)	Amin RPA (cm2)	Aadoptée (cm2)
Entre sol 2	55×50	8.2	22	16HA14 = 24.63
Entre sol 1	50×50	6.5	20	16HA14 = 24.63
RDC	45*50	3.8	18	16HA12=18.10
1er et 2ème étages	40*45	3.4	14.4	4HA14+8HA12=15.21
3ème et 4ème étage	40*40	3.2	12.8	12HA12=13.57
5ème et 6ème étage	35*40	3	11.2	12HA12=13.57
7ème et 8ème étage	35*35	2.8	9.8	12HA12=13.57

- Ferrailage transversale

Tableau V.4. Armatures transversale dans les poteaux

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	$\phi_l^{min}$ (cm)	$l_f$ (cm)	$g\lambda$	$V_u$ (kn)	$l_r$ (cm)	St zone nodale	St zone courante (cm)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{adtp}$ (cm <sup>2</sup> )
E/ sol 2	55×50	1.4	245	4.9	95.49	70	10	15	2.44	2.4	6HA8 = 3.02
E/ sol 1	50×50	1.4	245	4.9	157.03	70	10	15	4.41	2.4	6HA10 = 4.71
RDC	50×45	1.4	214	4.76	124.16	60	10	15	3.49	2.43	6HA10 = 4.71
1+2	45×40	1.2	214	5.35	124.14	50	10	15	2.58	1.8	4HA10 = 3.14
3+4	40×40	1.2	214	5.35	117.01	50	10	15	2.74	1.8	4HA10 = 3.14
5+6	40×35	1.2	214	6.12	91.42	50	10	15	2.14	1.57	4HA10 = 3.14
7+8	35×35	1.2	214	6.12	72.99	50	10	15	1.95	1.57	4HA10 = 3.14

Conformément au CBA93 (Art A.7.1.3), le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- Vérifications

- ✓ Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le CBA99 (Art B.8.2.1.), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le poteau du Entre-sol 1 avec  $l_0 = 3.50$  m

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots Si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots Si \lambda > 50 \end{cases}$$

$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 3.50 = 2.45 \text{ m}$  (Longueur de flambement).

$i = \frac{b}{\sqrt{12}} = 0.144 \text{ m}$  (Rayon de giration).

$\lambda = 17.01 \rightarrow \alpha = 0.738$

$B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) = 2304 \text{ cm}^2$  (Section réduite)

$N_u = 3.78 \text{ MN}$

$N_d = 2.15 \text{ MN} < N_u = 3.78 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement}$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul pour l'ensemble des poteaux

**Tableau V.5. Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux**

Niveau	Section (cm2)	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm2)	$B_r$ (cm2)	$N_u$ (MN)	$N_d$ (MN)	observ
Entre sol 2	55x50	3.50	2.45	17	0.81	24.63	2544	4.51	2.16	Vérifiée
Entre sol 1	50x50	3.50	2.45	17	0.81	24.63	2304	5.12	1.87	vérifiée
RDC	50x45	3.06	2.14	16.6	0.81	18.47	2064	4.46	1.72	vérifiée
1er et 2ème étages	40x45	3.06	2.14	18.6	0.81	15.21	1634	3.55	1.47	vérifiée
3ème et 4ème étage	40x40	3.06	2.14	18.6	0.81	13.57	1444	3.14	1.09	vérifiée
5ème et 6ème étage	35x40	3.06	2.14	21.2	0.8	13.57	1254	2.79	0.72	vérifiée
7ème et 8ème étage	35x35	3.06	2.14	21.2	0.8	13.57	1089	2.48	0.24	vérifiée

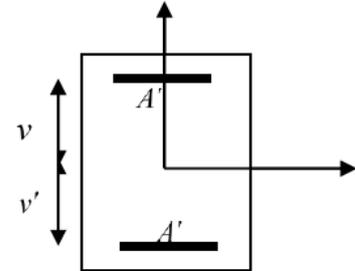
D'après les résultats obtenus, il n'y a pas de risque de flambement.

✓ Vérification des contraintes

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau :

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S}$$



$$V' = h - V$$

$$S = b \times h + 15 \times (A + A'), \text{ (Section homogène).}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s' \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau V.6. : Vérification des contraintes dans le béton des poteaux**

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	V (cm)	V' (cm)	I <sub>gg</sub> ' (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (kn)	M <sub>serG</sub> (kn.m)	σ <sub>b1</sub> (MPa)	σ <sub>b2</sub> (MPa)
Entre sol 2	55×50	53	24.63	27.5	27.5	0.009	1572,32	5,33	5.88	5.55
Entre sol 1	50×50	47	24.63	25	25	0.007	1365,86	12,60	5.9	3.7
RDC	50×45	47	18.47	25	25	0.006	1253,26	34,34	7	4.1
1+2	45×40	42	15.21	22.5	22.5	0.004	1073,45	34,34	8.8	3.1
3+4	40×40	37	13.57	20	20	0.0027	797,52	6,98	5.5	4.46
5+6	40×35	37	13.57	20	20	0.0024	526,88	5,58	4.2	3.3
7+8	35×35	32	13.57	17.5	17.5	0.0016	340,22	11,13	3.99	1.5

On voit bien que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

✓ **Vérification aux sollicitations tangentes**

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2) la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la

valeur limite suivante :  $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$  Tel que :  $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$  avec :  $\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous:

**Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux**

Niveau	B (cm2)	$l_f$ (cm)	$g\lambda$	$d\rho$	d (cm)	Vu (kn)	$\tau_{bu}$ (MPA)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPA)	observation
En /sol 2	55×50	2.45	4.9	0.04	52	95.49	0.36	1	Vérifiée
En/sol 1	50×50	2.45	4.9	0.04	47	157.03	0.66	1	Vérifiée
RDC	50×45	2.14	4.76	0.04	47	124,16	0.58	1	Vérifiée
1+2	45×40	2.14	5.35	0.075	42	124,14	0.73	1.875	Vérifiée
3+4	40×40	2.14	5.35	0.075	37	117.01	0.79	1.875	Vérifiée
5+6	40×35	2.14	6.12	0.075	37	91,42	0.70	1.875	Vérifiée
7+8	35×35	2.14	6.12	0.075	32	72.99	0.65	1.875	Vérifiée

• **Dispositions constructives**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Longueur des crochets :  $L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$

Longueur de recouvrement :  $L_r \geq 40 \times \phi$

$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$  ; On adopte  $L_r = 60 \text{ cm}$

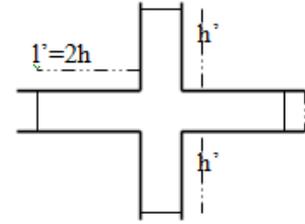
$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$  ; On adopte  $L_r = 50 \text{ cm}$

• **Détermination de la zone nodale**

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

La longueur à prendre pour chaque barre est donnée comme suit :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right), l' = 2h$$



$h$  : Hauteur de la poutre principale ( $h = 45 \text{ cm}$ )

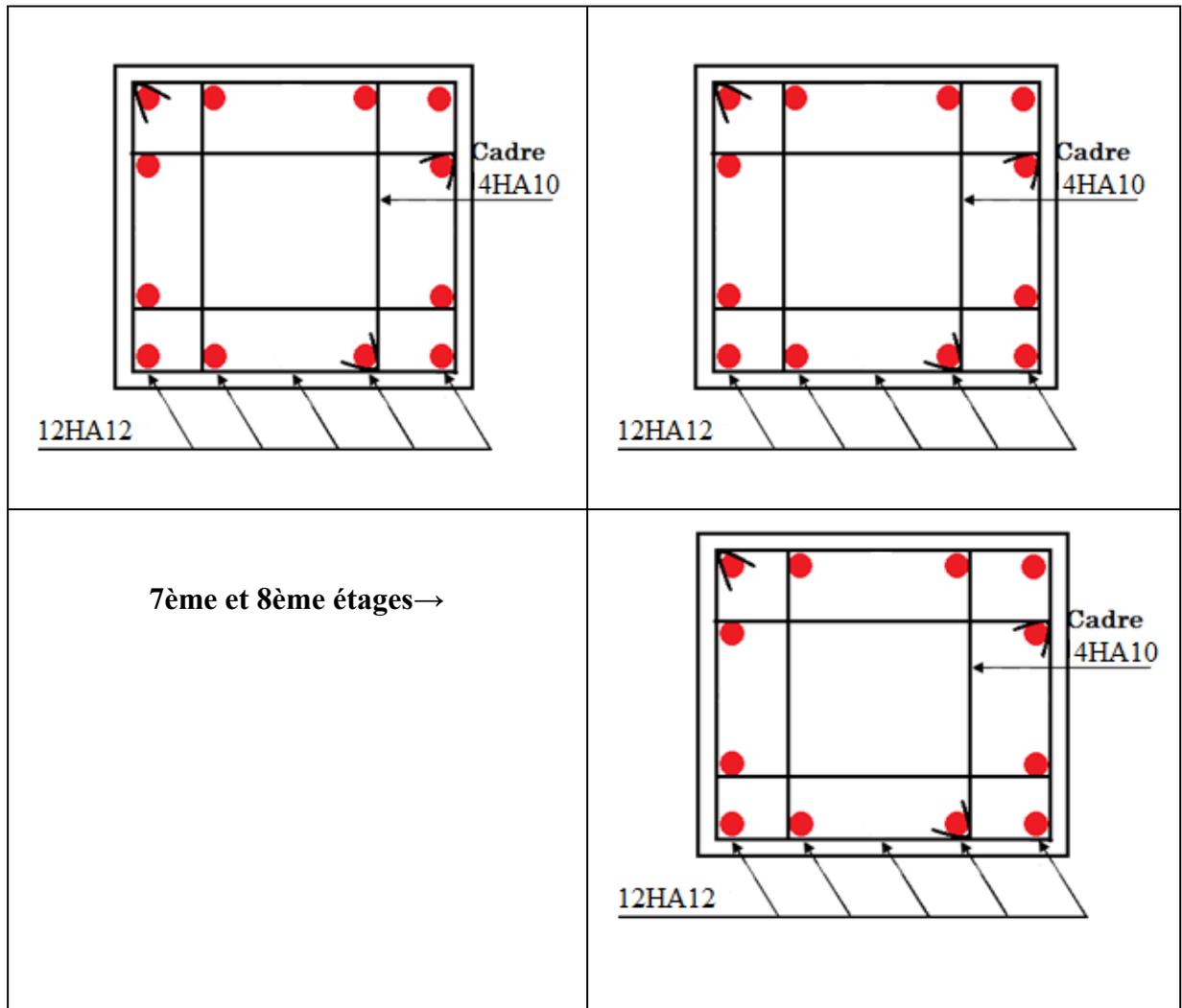
$h_e$  : Hauteur de chaque niveau

Tous les niveaux  $\begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 90 \text{ cm} \end{cases}$

- Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau V.8. Schéma de ferrailage des poteaux de chaque niveau

Entre sol 2	Entre sol 1
<p>Diagram showing a square column cross-section with a grid of reinforcement bars. The main bars are labeled 16HA14. The stirrups are labeled Cadre 6HA8. The diagram includes a diagonal cross-section to show the arrangement of bars.</p>	<p>Diagram showing a square column cross-section with a grid of reinforcement bars. The main bars are labeled 16HA14. The stirrups are labeled Cadre 6HA10. The diagram includes a diagonal cross-section to show the arrangement of bars.</p>
RDC	1er et 2ème étages
<p>Diagram showing a square column cross-section with a grid of reinforcement bars. The main bars are labeled 16HA12. The stirrups are labeled Cadre 6HA10. The diagram includes a diagonal cross-section to show the arrangement of bars.</p>	<p>Diagram showing a square column cross-section with a grid of reinforcement bars. The main bars are labeled 8HA12. The stirrups are labeled Cadre 4HA10. The diagram includes a diagonal cross-section to show the arrangement of bars.</p>
3ème et 4ème étages	5ème et 6ème étages



## V.2. Étude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Comme la fissuration est jugée peu nuisible, le ferrailage se fera à l'ELU et les contraintes seront vérifiées à l'ELS.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

- **Recommandations du RPA99/ version2003**

**a). Les armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.  $A_l^{min} = 0.5\% b * h$ .

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section de la poutre en zone courante.

6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.

La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\phi$  En zone IIa.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

**b). Les armatures transversales (Art 7.5.2.2) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $0.3\% S_t \times h$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$S \leq \min(H/4; 12\phi_l)$  zone nodale (zone II).

$S \leq \min H/2$  zone courante (zone II).

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

- **Calcul du ferrailage**

**Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :**

Tableau V.9. Armatures longitudinales des poutres

Plancher	Type de poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	Loca	M (kn.m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadpt (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
entre sols 02	PX	30*45	appuis	-102.07	6.43	6.75	6.88	3HA14+2HA12
			travée	115.09	7.30		8.01	3HA14+3HA12
	PY	30*45	appuis	-113.23	7.18	6.75	8.01	3HA14+3HA12
			travée	110.76	7.01		8.01	3HA14+3HA12
sentre sol 01	PX	30*45	appuis	-126.59	8.09	6.75	9.11	3HA16+2HA14
			travée	151.15	9.82		10.65	3HA16+3HA14
	PY	30*45	appuis	-147.08	9.53	6.75	10.65	3HA16+3HA14
			travée	143.1	9.25		10.65	3HA16+3HA14
RDC	PX	30*45	appuis	-134.71	8.66	6.75	9.11	3HA16+2HA14
			travée	161.77	10.59		10.65	3HA16+3HA14
	PY	30*45	appuis	-156.22	10.19	6.75	10.65	3HA16+3HA14
			travée	149.56	9.71		10.65	3HA16+3HA14
Niveau 01 AU 06	PX	30*45	appuis	-131.86	8.46	6.75	9.11	3HA16+2HA14
			travée	155.58	10.14		10.65	3HA16+3HA14
	PY	30*45	appuis	-155.55	10.14	6.75	10.65	3HA16+3HA14
			travée	136.82	8.81		9.11	3HA16+2HA14
Niveau 07 et 08	PX	30*45	appuis	-92.28	5.78	6.75	6.79	HA612
			travée	63.05	3.88		6.79	HA612
	PY	30*45	appuis	-82.73	5.15	6.75	6.79	HA612
			travée	50.95	3.11		6.79	HA612

- Vérification des armatures selon le RPA99/2003

- ✓ Armatures longitudinales

**a-Pourcentage maximum des armatures longitudinales**

poutre principale  $\left\{ \begin{array}{l} \text{en zone courante: } A_{\max} = 4\%b \cdot d = 54 \text{ cm}^2 > A_{\text{adpt}} \dots \text{vérifier} \\ \text{en zone de recouvrement: } A_{\max} = 6\%b \cdot d = 81 \text{ cm}^2 > A_{\text{adpt}} \dots \text{vérifier} \end{array} \right.$

poutre secondaire  $\left\{ \begin{array}{l} \text{en zone courante: } A_{\max} = 4\%b \cdot h = 54 \text{ cm}^2 > A_{\text{adpt}} \dots \text{vérifier} \\ \text{en zone de recouvrement: } A_{\max} = 6\%b \cdot h = 81 \text{ cm}^2 > A_{\text{adpt}} \dots \text{vérifier} \end{array} \right.$

**b-Les longueurs de recouvrement**

$$L_r > 40\phi_l$$

$\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$  ; On adopte  $L_r = 70 \text{ cm}$

$\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$  ; On adopte  $L_r = 60 \text{ cm}$

$\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$  ; On adopte  $L_r = 50 \text{ cm}$

### c- Les armatures transversales

#### -Calcul de $\emptyset_t$ :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_{l \text{ min}}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10})$$

Poutre principale:  $\emptyset \leq \min(12; 12.85; 30)$  soit  $\emptyset \leq 12 \text{ mm}$

Donc on adopte un cadre et un étrier de HA8 d'où  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

Poutre principale:  $\emptyset \leq \min(12; 12.85; 30)$  soit  $\emptyset \leq 12 \text{ mm}$

Donc on adopte un cadre et un étrier de HA8 d'où  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

#### -Calcul des espacements des armatures transversales Selon le RPA99/2003 :

Zone nodale :  $S_t \leq \min(h/4; 12\emptyset_{l \text{ min}})$  (Art 7.5.2.2)

On adopte un espacement de  $S_t = 10 \text{ cm}$  pour toutes les poutres.

Zone courante :  $S_t \leq h/2$  (Art 7.5.2.2)

Pour toutes les poutres on adopte un espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

#### -Vérification des sections d'armatures transversales

$A_{t \text{ min}} = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$

- Vérification à l'ELU
- ✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\text{min}} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau V.10 : Vérification de la section minimale

Poutres	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadpt (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	1.52	2.01	Vérifiée
Secondaires	1.52	2.01	Vérifiée

## ✓ Vérification des contraintes tangentielles

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau} = \min(0,13 \times f_{c28}; 5MPa) = 3,33MPa$

Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (kn)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	184	1.364	3.33	Vérifiée
Secondaires	150	1.111	3.33	Vérifiée

## ✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives :  $A_l \geq \frac{V \times \gamma_s}{f_e}$

Appuis intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V - \frac{Ma}{0.9.d})$

Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	Al (cm <sup>2</sup> )	Vu (kn)	Ma (kn.m)	Alrive (cm <sup>2</sup> )	Alint (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	9.11	184	133.84	4.6	0	Vérifiée
Secondaires	10.65	150	156.63	3.75	0	Vérifiée

## • Vérification à l'ELS

## ✓ Etat limite de compression du béton

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d-y)^2; \frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton

Type de poutre	Section	Localisation	Mser (kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Observation
Principale	30*45	Appui	60.0	13.9	108343.94	7.69	Vérifiée
		Travée	43.48	14.77	121309.15	5.29	Vérifiée
Secondaire	30*45	Appui	56.3	13.83	107275.444	7.25	Vérifiée
		Travée	32.07	13.83	107275.444	4.13	Vérifiée

✓ Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

Selon le BAEL99, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

**Poutre principale :**

$$\frac{h}{l} = 0.095 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.0515 \dots\dots \text{vérifiée} ; \frac{A_t}{b \times d} = 0.0084 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{30.19 \cdot 4.7^2}{8} = 83.36 \text{ KN.m}$$

**Poutre secondaire :**

$$\frac{h}{l} = 0.1139 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.0291 \dots \text{vérifiée} ; \frac{A_t}{b \times d} = 0.0072 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots \text{vérifiée}$$

Avec  $q_s = 56.26 \text{ KN/m}$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• Schéma de ferrailage des poutres

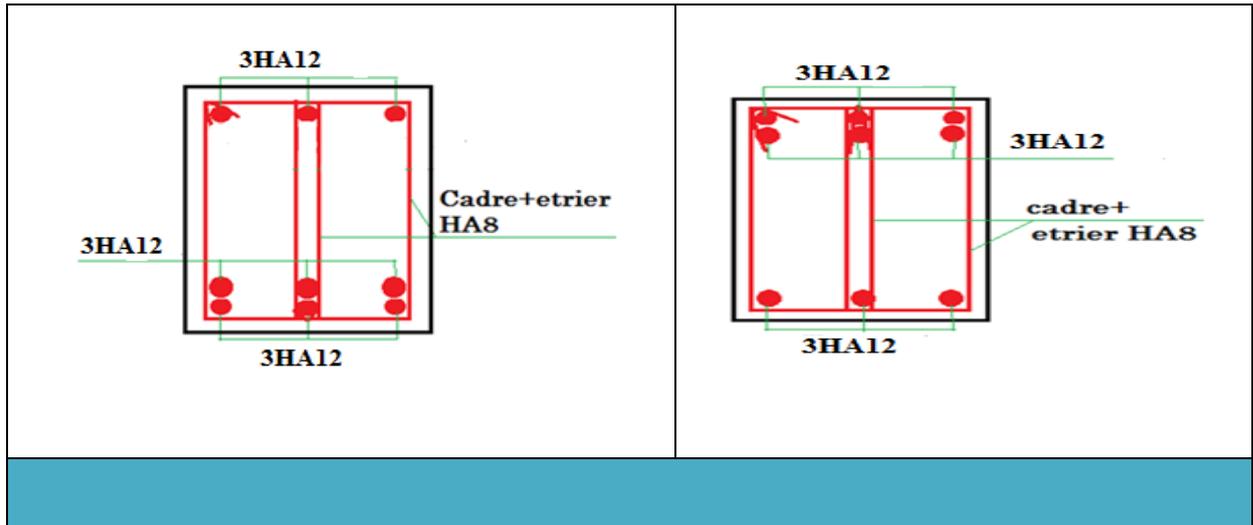
**Remarque**

Selon le RPA99 (Art 7.5.2.1), les poutres secondaires (dans notre cas, celles du plancher étage courant, terrasse accessible et inaccessible) doivent avoir des armatures symétriques.

Tableau V.14 : Schéma de ferrailage des poutres

Poutres principales	
Travée	Appui
<b>Entre sol 02</b>	
<b>Entre-sol 01 AU 6<sup>ème</sup> Etage</b>	
<b>07<sup>ème</sup> étage au 8<sup>ème</sup> étage</b>	

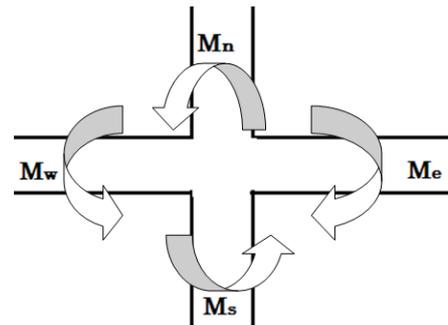
Poutres secondaire	
Travée	Appui
<b>EN-SOL 02</b>	
<b>Entre-sol 01 ET RDC</b>	
<b>Etage 01 au 6 éme etage</b>	
<b>Etage 7 et 8</b>	



**V.2.1. Vérification des zones nodales**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99/2003 (Art 7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$



- **Détermination du moment résistant**

Le moment résistant (MR) d'une section dépend essentiellement :

Des dimensions de la section du béton, de la contrainte limite élastique des aciers et de la quantité d'armature dans la section.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s \quad Z = 0.85h; \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

**V.3. Les poteaux**

*Tableau V.15. Moment résistant dans les poteaux*

Niveau	Section(cm)	Z(m)	$\sigma_s$ (mpa)	As(cm <sup>2</sup> )	Mr(kn.m)
ES 2	50*55	0.495	348	22.00	379
ES 1	50*50	0.45	348	20	313.2
RDC	45*50	0.45	348	18	281.88
1+2	40*45	0.405	348	14.4	202.9

3+4	40*45	0.405	348	12.8	180.4
5+6	35*35	0.315	348	11.2	122.77
7+8	35*35	0.315	348	9.8	107.42

✓ Les poutres

Tableau V.16. Moments résistant dans les poutres

Niveau	Poutre principale (30*45)				Poutre secondaire (30*45)			
	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	Me = Mw (kn.m)	1.25 (Me + Mw) (kn.m)	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	Me = Mw (kn.m)	1.25 (Me + Mw) (kn.m)
ES2	0.38	8.01	105.92	264.8	0.38	8.01	105.92	264.81
ES1	0.38	10.65	140.83	352.07	0.38	10.65	140.83	352.07
RDC	0.38	10.65	140.83	352.07	0.38	10.65	140.83	352.07
1 <sup>ère</sup> au 6 <sup>ème</sup>	0.38	10.65	140.83	352.07	0.38	10.65	140.83	352.07
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup>	0.38	6.79	89.8	224.5	0.38	6.79	89.8	224.5

#### V.4. Les voiles

D'après les résultats obtenus, la vérification des zones nodales est justifiée donc les rotules plastiques se formeront dans les poutres.

Le RPA99/2003 (Art 3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou quatorze mètres de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles travaillent comme des consoles encastrées à la base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

- **Recommandation du RPA99/2003**

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

**a. armatures verticales**

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elle sont disposée en deux nappes parallèles aux faces du voile. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.2 \times L_t \times e$ .

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $St < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

**b. armatures horizontales**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi_l$ , les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par m<sup>2</sup>. Elles doivent être placées à l'extérieur.

**c. règle communes (armatures verticales et horizontales) :**

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\% e. h \dots \dots \dots$  dans la section du voile. RPA99 (Art 7.7.4.3)

$A_{min} = 0.10\% e. h \dots \dots \dots$  dans la zone courante.

$$\emptyset_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (exception faite pour les zones d'about).}$$

L'espacement

$$:S_t \leq \min(11.5e; 30 \text{ cm}) \text{ (pour les armatures verticales et horizontale)}$$

#### V.4.1. Calcul du ferrailage

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

$$A_v^{min}/voile = 0.15\% \times b \times L_t : \text{Section d'armatures verticale minimales dans le voile.}$$

$$A_v^{cal}/face : \text{Section d'armature verticale calculée pour une seule face du voile.}$$

$$A_v^{adpt}/face : \text{Section d'armature verticale adoptée pour une seule face du voile.}$$

$$N^{br}/face : \text{Nombre de barres adoptées par face.}$$

$$A_h^{min} = 0.15\% \times b \times t : \text{Section d'armatures horizontale minimales dans le voile.}$$

$$A_h^{cal} : \text{Section d'armature horizontale calculée pour une seule face du voile.}$$

$$A_h^{adpt} : \text{Section d'armature horizontale adoptée pour une seule face du voile.}$$

Tableau V.17. Récapitulation du ferrailage du voile Vx1

Niveau	Entre sol 1 et 2,	CDR+1+2	3+4+5+6
L (cm)	150	150	150
e (cm)	20	20	20
M (kn.m)	33.69	61.33	76.46
N (kn)	-1506.89	-1223.67	-786.08
Section	Section entièrement tendue	Section entièrement tendue	Section entièrement tendue
V (kn)	212.64	169.72	117.62
$\tau = 1.4 V/e.d$ (MPa)	1.066	0,87	0.6
$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00
A <sub>vcal</sub> (cm <sup>2</sup> )	22.63	19.35	13.49
A <sub>vmin</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.5	4.5	4.5
A <sub>vadpt</sub> (cm <sup>2</sup> )	24.13	20.11	13.85
Nbr/face	12HA16	10HA16	9HA14
A <sub>hcal</sub> (cm <sup>2</sup> )	1.33	1.09	0.75
A <sub>hmin</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.5	4.5	4.5
A <sub>hadpt</sub> (cm <sup>2</sup> )	7.85	7.85	7.85
N <sup>br</sup>	10HA10	10HA10	10HA10

- Exemple de schéma de ferrailage du voile Vx1 dans les étages 3,4 ,5 et 6 :

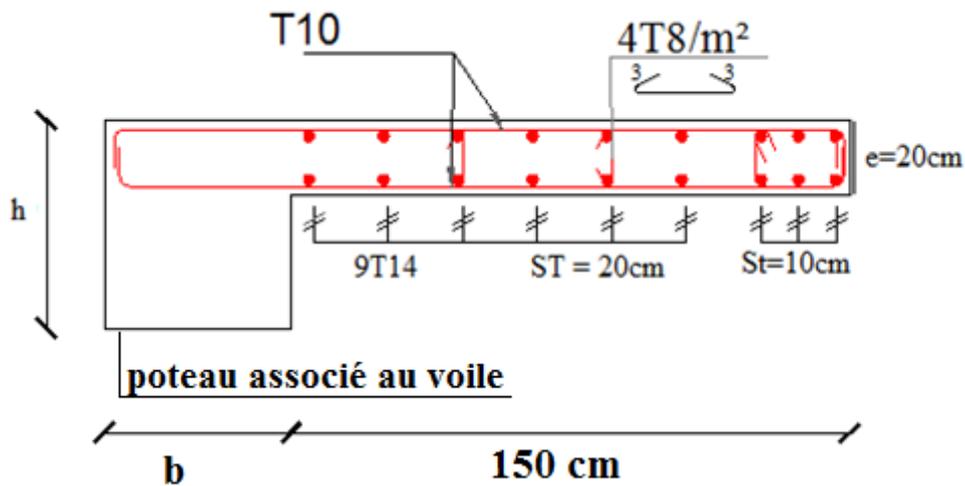


Figure V.1. Schéma de ferrailage du voile Vx1 au niveau 3,4,5 et 6 .

Tableau V.18. Récapitulation du voile Vy1

Niveau	Entre sol 1 et 2,	RDC+1+2	3+4+5+6
L (cm)	200	200	200
e (cm)	20	20	20
M (kn.m)	-229.00	-31.1	-25.56
N (kn)	-1398.09	-995.00	-529.93
Section	Section entièrement tendue	Section entièrement tendue	Section entièrement tendue
V (kn)	397.87	212.54	114.73
$\tau = 1.4 V / e . d$ (MPa)	1.42	8.08	0.42
$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00
Av cal (cm2)	21	14.95	8.09
Av min (cm2)	6	6	6
Av adpt (cm2)	24.13	15.39	11.31
Nbr/face	12HA16	10HA14	HA1012
Ah cal (cm2)	-1.27	1.01	0.53
Ah min (cm2)	6	6	6
Ah adpt (cm2)	7.85	7.85	7.85
N <sup>br</sup>	10HA10	10HA10	10HA10

- Exemple de schéma de ferrailage du voile Vy1 dans les entre sol :

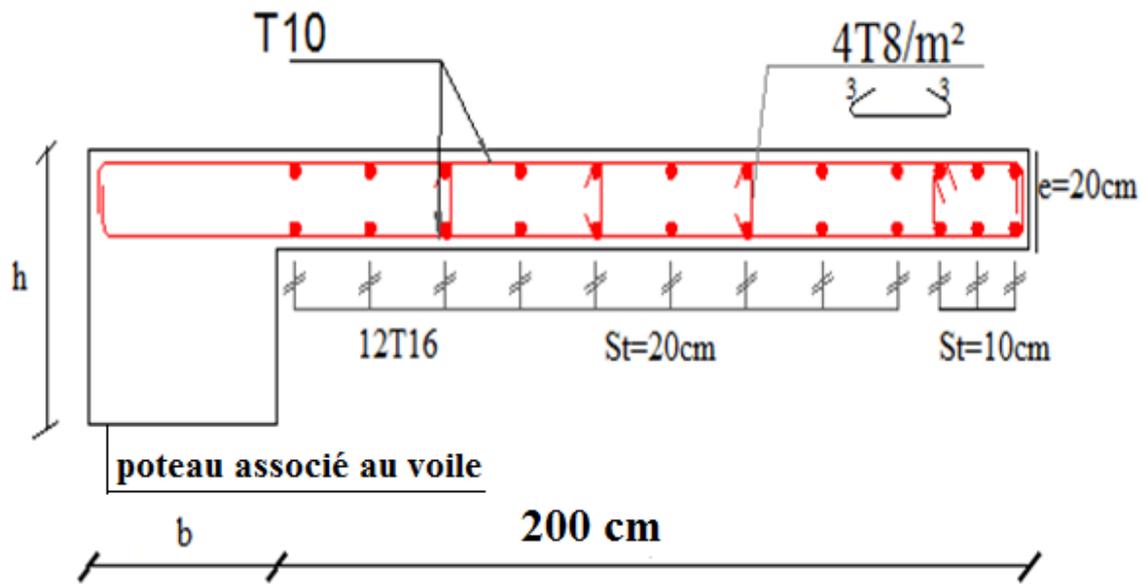


Figure V.2. Schéma de ferrailage du voile Vy1 au niveau des entre-sol

*Chapitre VI*  
*Etude de l'infrastructure*

**Introduction**

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

**VI.1. Choix de type des fondations**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivant :

- La capacité portante du sol ;
- Les charges transmises au sol ;
- La distance entre axe des poteaux ;
- La profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est  $\sigma = 2.1 \text{ bar}$  à une profondeur de  $h=1.8 \text{ m}$ . D'après le **RPA99/2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{matrix} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{matrix} \right\} \quad \text{RPA}$$

$$\left. \begin{matrix} G + Q \\ 1.35G + 1.5Q \end{matrix} \right\} \quad \text{DTRBC.2.33.1}$$

**VI.2. Vérification de la semelle isolée**

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

$N_s$  : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ETABS V16.

$$N_s = 1572.32 \text{ KN}$$

$S$  : Surface d'appuis de la semelle.  $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.  $\bar{\sigma}_{sol} = 2,1 \text{ bar}$

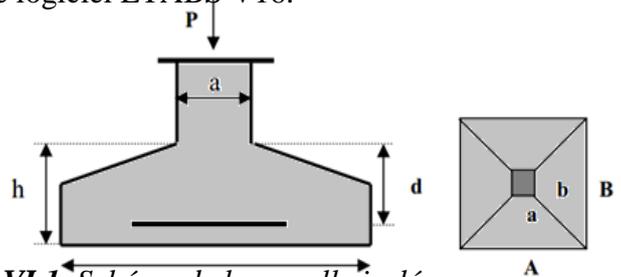


Figure VI.1. Schéma de la semelle isolée

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b}B$$

(a, b) : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{Ns}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.55}{0.50} \times \frac{1572.32}{210}} \Rightarrow B \geq 2.86 \text{ m}$$

En tenons compte de l'entre minimal dans les poteaux dans les deux directions, on voit bien que l'utilisation des semelles isolée n'est pas évidant, à cause de chevauchement de ces dernières, don ce type de fondations ne convient pas pour notre structure, ce qui conduit à vérifier les semelles filantes.

### VI.3. Vérification de la semelle filante

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

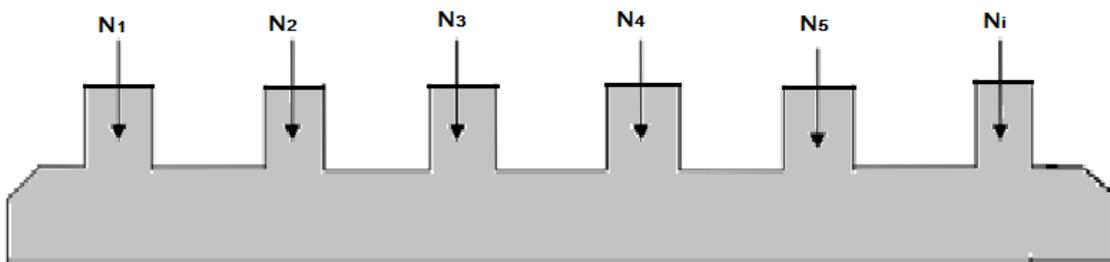


Figure V.2. Schéma de la semelle filante

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{(L-2e_0) \sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}(L-2e_0)}$$

$N_1 = 1528.6688 \text{ KN}$  ;  $N_2 = 1524.2993 \text{ KN}$  ;  $N_3 = 1356.3891 \text{ KN}$  ;  $N_4 = 1314.3891 \text{ KN}$

$N_5 = 1270.8545 \text{ KN}$  ;  $N_6 = 1264.0926 \text{ KN}$  ;  $N_7 = 909.478 \text{ KN}$  ;  $N_8 = 751.652 \text{ KN}$

$$\sum_{i=1}^8 N_i = 9919.5269 \text{ KN} \quad B \geq \frac{9919.5269}{210 \times 24.55} = 1.92$$

L'entraxe minimal des poteaux est de  $L_x=2.1\text{m}$  , on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

## VI.4. Vérification du radier général

### Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

### VI.4.1. Dimensionnement

#### a. Condition de coffrage

- **La Nervure**

$$L_{\max} = 5.75 \text{ m} \quad H_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = 575/10 = 57.5 \text{ cm soit } H_t = 90 \text{ cm}$$

$H_t$  : Hauteur du radier

$L_{\max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

- **La dalle :**

$$H_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{575}{20} = 28.75 \text{ cm soit } H_r = 40 \text{ cm}$$

#### b. Condition de rigidité

$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{\max}$   $L_e$  : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier

(rigide ou flexible). 
$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec :  $E$  : Module d'élasticité du béton,  $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

$I$  : Inertie de la section du radier.

$K$  : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

$b$  : La largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.75^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_t \geq 83.8 \text{ cm} \rightarrow h_t = 90 \text{ cm}$$

Alors on opte pour une hauteur du radier  $h_t = 90 \text{ cm}$  qui vérifie les deux conditions de coffrage et de rigidité. Et une hauteur de 90cm pour les nervures.

**c. Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$N = 47369.9531KN$ . (Charge totale transmise par la superstructure ).

$$S_{rad} \geq \frac{47369.953}{210} = 225.57m^2.$$

La surface du bâtiment est :  $S_{bat} = 324m^2$

Donc:  $S_{bat} > S_{rad} \rightarrow$  (Le radier ne comporte pas de débord)

On adopte :  $S_{rad} = S_{bat} = 324 m^2$

**VI.4.2. Les vérifications**

**a. Vérification de la poussée hydrostatique**

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :F : Coefficient de sécurité = 1,15

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 1.8 m

S : surface totale du radier = 324 m<sup>2</sup>

$\gamma$  : Poids volumique 10 KN/m<sup>3</sup>

$$P = 1.15 \times 1.8 \times 324 \times 10 = 6706.8KN < N = 39081.5051KN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**b. Vérification au poinçonnement**

On a le poteau le plus sollicité (a × b ) = (0.50×0.55)

$$\text{Il faut vérifier que : } N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (BEAL, A.5.2.42)}$$

$N_u$  : L'effort normal sur le poteau à l'état limite.

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (A + B) \rightarrow \begin{cases} A = a + ht = 0.55 + 0.9 = 1.45 & U_c = 5.7 \text{ m} \\ B = b + ht = 0.5 + 0.9 = 1.4 \end{cases}$$

On trouve  $N = 2165.4KN$

$$N_u = 2165.5KN \leq 0.045 \times 5.7 \times 0.9 \times \frac{25000}{1.5} = 38477.5KN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**c. Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur  $b = 1m$ .

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S} = \frac{65043.6656 \times 5.75 \times 1}{2 \times 324} = 577.1622 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{577.1622 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 1.603 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### d. Vérification des contraintes dans le sol

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{Dans le sens xx } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_y}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

My : Moment sismique à la base

N=47369.9531KN Et  $M_x=34477.5\text{KN.m}$

$$X_g = 12.49 \text{ m}$$

$$Y_g = 7.92 \text{ m}$$

D'après le programme SOCOTEC :

$$I_{xx} = 5111.1 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 14748.6 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{47369.9531}{324} + \frac{34477.5 \times 7.92}{5111.1} = 189.63 \text{ KPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{47369.9531}{324} - \frac{34477.5 \times 7.92}{5111.1} = 102.78 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 189.63 + 102.78}{4} = 167.92 \text{ KPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 210 \text{ KPa}$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens xx

#### Dans le sens yy

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y} \quad N=47369.9531 \text{ Kn et } M_y=13029.53 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{47369.9531}{324} + \frac{13029.53 \times 12.49}{14748.6} = 157.24 \text{ KPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{47369.9531}{324} - \frac{13029.53 \times 12.49}{14748.6} = 135.16 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 157.24 + 135.16}{4} = 151.72 \text{ KPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 210 \text{ KPa}$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens yy

#### e. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA 99. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad (\text{RPA99 : Art .10.1.5})$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{34477.5}{47369.9531} = 0.728m \leq \frac{24.65}{4} = 6.1625m \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{13029.53}{47369.9531} = 0.275m \leq \frac{15.45}{4} = 3.8625m \quad \text{condition vérifiée}$$

### VI.4.3. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

#### a.Calcul des sollicitations

On a :  $L_x = 3.4 \text{ m}$  et  $L_y = 5.75 \text{ m}$  → le panneau le plus sollicité

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{65043.6656}{324} = 200.75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{47369.9531}{324} = 146.204 \text{ KN} / \text{m}^2$$

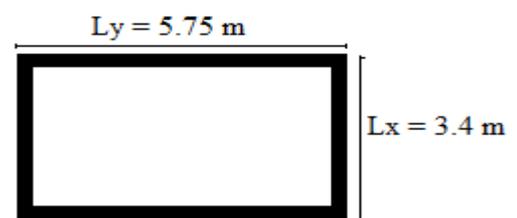


Figure VI.3.:Schéma d'un panneau de dalle

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.59 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

- **ELU** ( $\nu = 0$ )

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0.2822 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 194.008 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 54.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 164.9 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 46.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis : } \begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -97.004 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -27.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_{\max} = \frac{q_U L_x}{2} = \frac{200.75 \times 3.4}{2} = 341.27 \text{ KN}$$

- ELS ( $\nu = 0.2$ )

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0884 \\ \mu_y = 0.4565 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 149.41 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 68.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 127 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment aux appuis } \begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -75 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -34.1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**b. Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.40) \text{ m}^2$

- Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur  $e \geq 12 \text{ cm}$  et  $\rho > 0.4$  la valeur minimale des armatures est :

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{minx} = \rho_0 \times b \times hr \times \frac{(3-\rho)}{2} = 0.0008 \times 1 \times 0.4 \times \frac{(3-1)}{2} = 3.2 \text{ cm}^2 \\ A_{miny} = \rho_0 \times b \times hr = 0.0008 \times 1 \times 0.4 = 3.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{En appui : } A_{minx} = A_{miny} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.23 \text{ cm}^2 \text{ 5HA12=5.65}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.1. Sections des armatures du radier**

Localisation		$M_t$ (kn.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adpt}$ (cm <sup>2</sup> )	St
Travée	X_X	164.9	12.27	3.2	5HA20=15.71	20
	Y_Y	46.54	3.36	3.2	5HA12=5.65	20
appui	xx	-97.004	7.09	4.23	5HA14=7.7	20
	yy	-27.4	1.97	4.23	5HA12=5.65	20

• Vérification au cisaillement

$$V_u = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{200.75 \times 3.4}{2} \times \frac{5.75^4}{3.4^4 + 5.75^4} = 313.51 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{313.51 \times 10^3}{1 \times 0.35} = 0.89 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc y a pas risque de cisaillement.

• A P'ELS

Moments en appuis :  $M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x = -65.22 \text{ kn.m}$

✓ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau VI.2. Vérification des contraintes

Localisation		Mser (kn.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travée	X_X	127	179979.65	10.7	7.55	257.2
	Y_Y	58	56764.44	5.86	5.98	446.6
appui	XX	-75	101258.98	7.9	5.85	301.08
	YY	34.1	77869.75	6.9	3.02	184.57

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3. Choix des armatures et vérification des contraintes

Localisation		As (cm <sup>2</sup> /ml)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travée	XX	7 HA20 = 21.13	225261.2	12.06	6.79	191.68
	YY	7 HA16 = 14.06	165084.9	10.22	3.59	130.59
appui	XX	6 HA16 = 12.06	146200.6	9.58	4.9	195.55
	YY	5HA12=5.65	77869.75	6.9	3.02	184.57

c. Schéma de ferrailage du radier

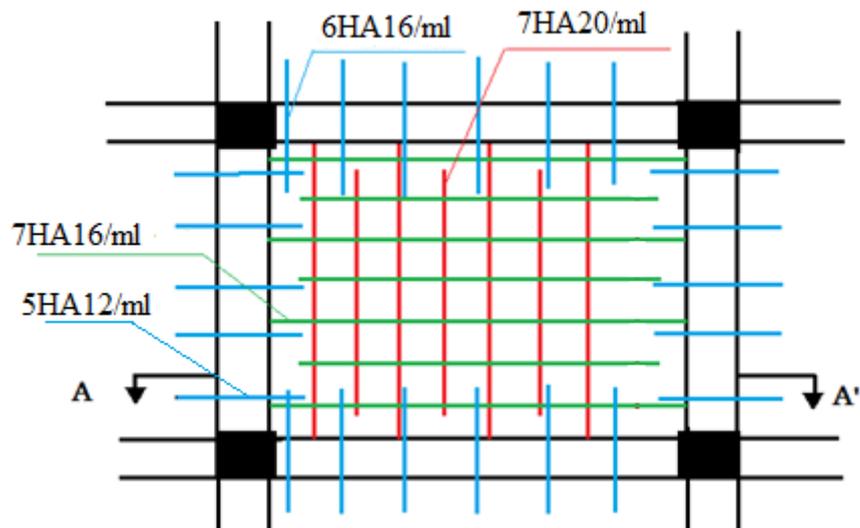


Figure VI.4. Schéma de ferrailage du radier

VI.4.4. Ferrailage des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appui pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures.

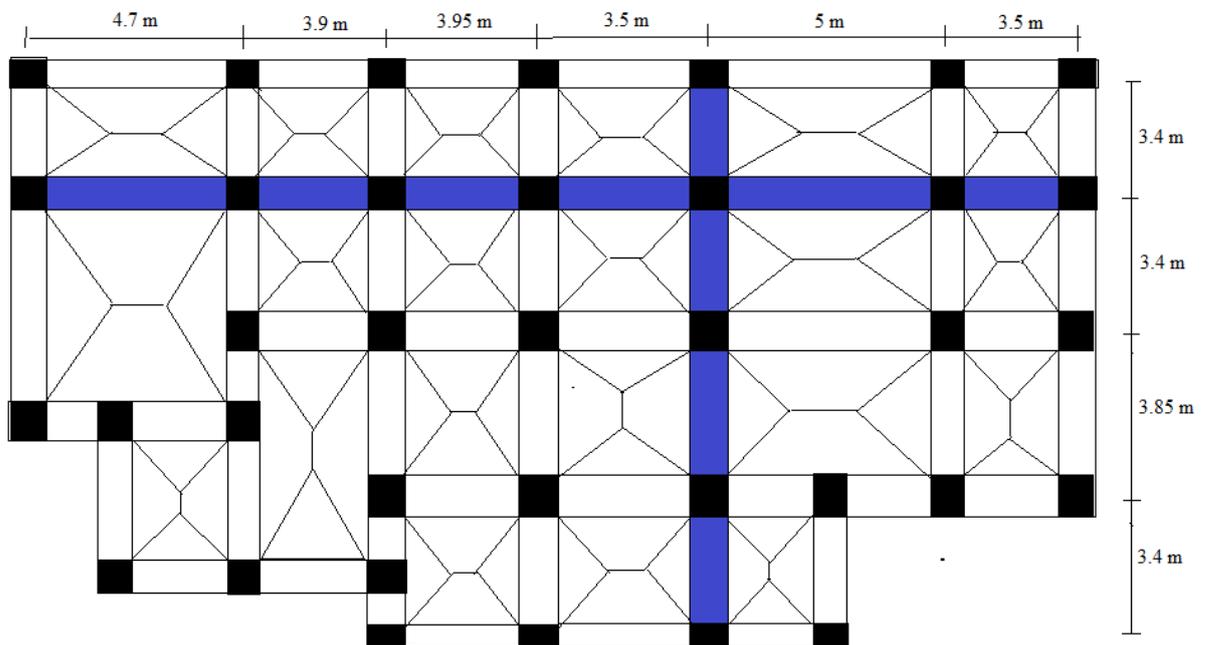


Figure VI.5. Schéma des lignes de ruptures

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

$P_m$  : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réel.

$P_v$  : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réel.

**Charge trapézoïdale**

$$P_m = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

**Charge triangulaire**

$$P'_v = P'_v = \frac{q}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

Avec :  $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$  et  $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$ \*

**a. Calcul des sollicitations**

**Moments aux appuis**

$$M_a = \begin{cases} \frac{P_g \times L_g^3 \times P_d \times L_d^3}{8.5(L_g + L_d)} & \text{appui intermediaire} \\ 0.15 \times M_0 & \text{appui de rive} \end{cases}$$

Avec :  $L' = \begin{cases} L & \text{si } c' \text{ est une travée de rive} \\ 0.8 L & \text{si } c' \text{ est une travée intermediaire} \end{cases}$

**Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left( 1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \left( \frac{x}{l} \right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

**Le sens XX :**

**Schéma statique équivalent**

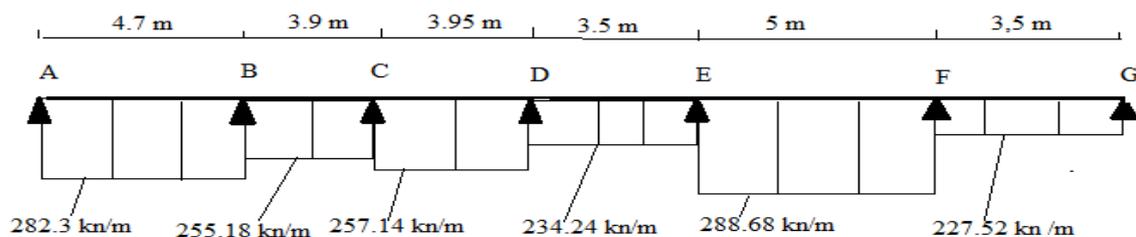


Figure VI.6. Schéma statique équivalent sens xx .

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

- ELU et ELS

Tableau VI.4. Résultats de calcul des sollicitations à l'ELU et ELS dans le sens X\_X

Travée	Lx (m)	qu (kn/ml)	qs (kn/ml)	Ma (ELU(kn/m)	Ma (kn.m)ELS	X (cm)	Mt (kn.m)ELU	Mt (kn.m)ELS	V kn)
AB	4.7	282.3	205	-116.9	-84.9	2.018	457.8	332.4	757.15
				-557.5	-405.1				
BC	3.9	255.18	185.8	-557.5	-405.1	2.212	66.5	48.8	
				-297.2	-216.4				
CD	3.95	257.14	187.2	-297.2	-216.4	2.01	222.2	161.8	
				-261.6	-190.6				
DE	3.5	234.24	170.6	-261.6	-190.6	1.571	27.3	19.8	
				-408.6	-297.6				
EF	5	288.68	210.2	-408.6	-297.6	2.486	483.1	351.8	
				-429.5	-312.8				
FG	3.3	227.52	165.7	-429.5	-312.8	2.16	101.3	73.8	
				-46.4	-33.8				

Sens Y\_Y

- Schéma statique équivalent

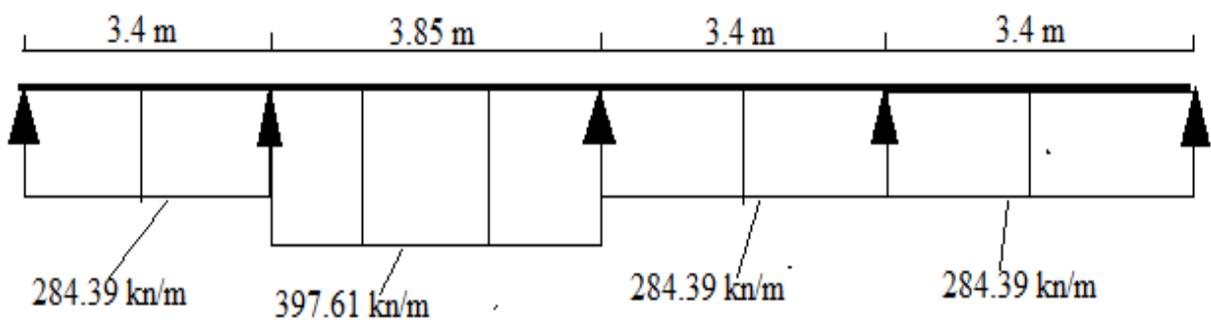


Figure VI.7. Schéma statique équivalent sens yy.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

- ELU et ELS :

Tableau VI.5. Résultats de calcul des sollicitations à l'ELU et ELS dans le sens Y\_Y

Travée	Lx (m)	qu (kn/ml)	qs (kn/ml)	Ma (kn.m)ELU	Ma (kn.m)ELS	X (cm)	Mt (kn.m)ELU	Mt (kn.m)ELS	V (kn)
AB	3.4	284.39	207.13	-61.6	-44.9	1.336	192.1	155.1	781.5
				-413.8	-262.7				
BC	3.85	397.61	216.75	-413.8	-262.7	1.966	354.2	164	
				-351.7	-213				
CD	3.43	284.39	207.13	-351.7	-213	1.728	72.7	74.2	
				-324.8	-236.6				
DE	3.4	284.39	207.13	-324.8	-236.6	1.972	228.2	166.2	
				-61.6	-44.9				

**b. Ferrailage des nervures**

Le ferrailage se fera pour une section en "T" en flexion simple.

$h = 90 \text{ cm}$

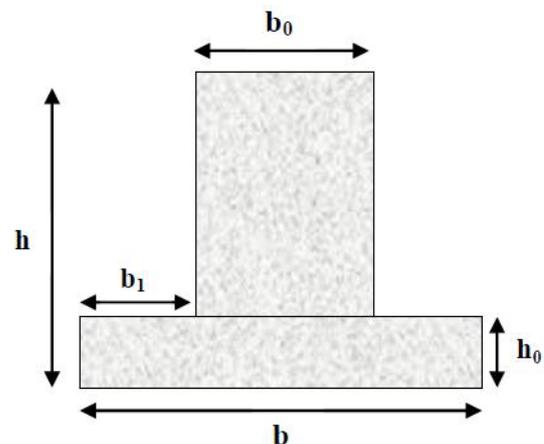
$b_0 = 65 \text{ cm}$

$H_0 = 40 \text{ cm } d = 85 \text{ cm}$

$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \rightarrow b_1 \leq$

$\min(250; 38.5) \rightarrow b_1 = 35 \text{ cm et } b = 2b_1 +$

$b_0 = 135 \text{ cm}$



Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6. Section de ferrailage des nervures

Localisation		Mu (kn.m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadpt (cm <sup>2</sup> )
X_X	Travée	483.1	14.41	13.85	10 HA14 =15.39
	Appui	557.5	16.67	13.85	10 HA16 =20.11
Y_Y	Travée	354.2	10.53	13.85	10 HA14 =15.39
	Appui	413.8	12.31	13.85	10 HA14 =15.39

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Vérification des contraintes

-Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

-Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) < \bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa}$$

Avec :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7.Vérification des contraintes

Localisation		Mser (kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	observation
X_X	Travée	351.8	14.97	1211008.6	4.35	305.02	Non vérifiée
	Appui	405.1	15.99	1374807.7	4.7	304.97	Non vérifiée
Y_Y	Travée	166.2	14.71	1169662.6	2.09	149.76	vérifiée
	Appui	262.7	14.71	1169662.6	3.30	236.72	Non vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8.Choix des armatures et revérification des contraintes

Localisation		Choix des armatures (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
X_X	Travée	10HA20 = 31.40	21.1	2345918.8	3.16	143.66
	Appui	10HA20 = 31.40	21.1	2345918.8	3.64	165.43
Y_Y	Travée	10 HA14 =15.39	14.71	1169662.6	2.09	149.76
	Appui	10HA20 = 31.40	21.1	2345918.8	2.36	107.27

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{Ht}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t^{max} \right] \leq 25.71 \text{ mm, Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux**

Pour les armatures transversales, on a :

$$A_t = 2\text{Cadres HA10} + 1 \text{epingle HA10} = 5\text{HA10} = 3.92 \text{ cm}^2.$$

1).  $S_{t1} \leq \min(0.9 d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 40 \text{ cm.}$

2).  $S_{t2} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_U - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t2} \leq 13.3 \text{ cm}$

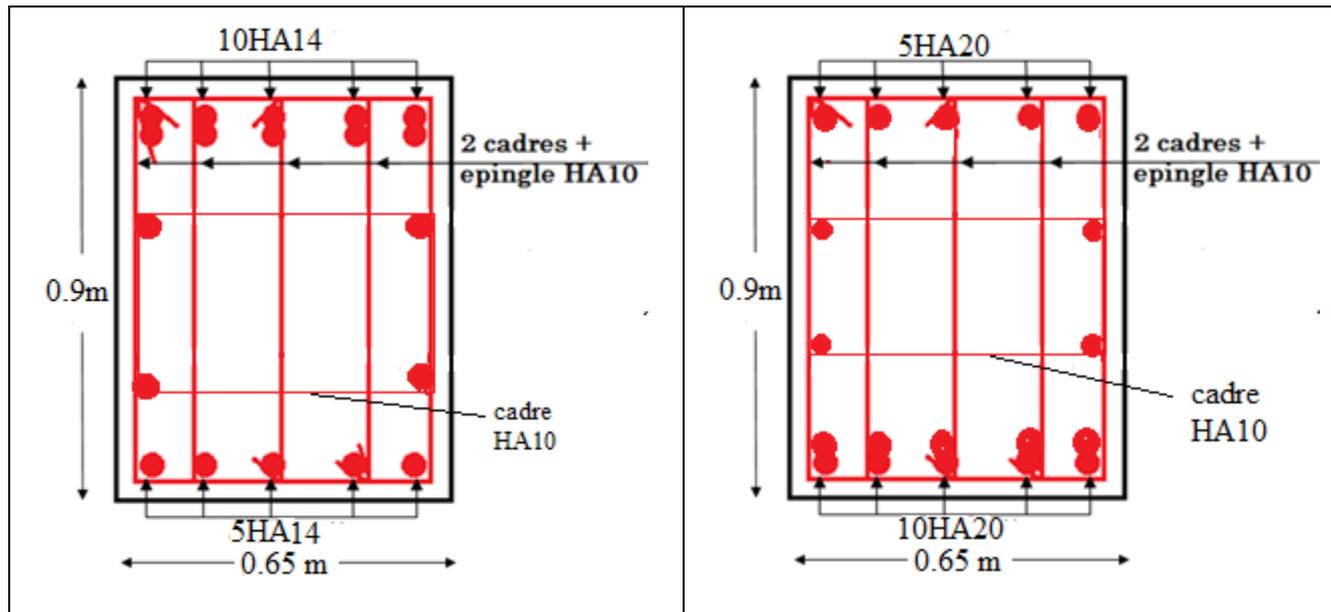
3).  $S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t3} \leq 52.27\text{cm}$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

**c. Schéma de ferrailage des nervures**

Tableau VI.9 .Schéma de ferrailage des nervures

Sens X_X	
Travée	Appui
Sens Y_Y	
Travée	Appui



### VI.5. Etude du mur adossé

Le mur adossé est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Dans notre cas le mur adossé est soumis uniquement qu'à la poussée des terres.

- **Dimensionnement du mur**

hauteur des deux Entre-sol:  $h = 7\text{ m}$

L'encrage :  $h=1.8\text{m}$

La longueur :  $L = 5.75\text{ m}$

L'épaisseur :  $e = 20\text{ cm}$

- **Caractéristique du sol**

Poids spécifique :  $\gamma_h = 21.8\text{ kn/m}^2$

Angle de frottement :  $\phi = 23^\circ$

Cohésion :  $c = 0.39\text{ bar}$

#### a.Evaluation des charges et surcharges

Le mur adossé est soumis à :

#### La poussée des terres :

$$G = h * (\gamma * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})) - 2 * c * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

$$G = 21.8 * 8.8 * \text{tg}^2(\frac{180}{4} - \frac{23}{2}) - 2 * 39 * \text{tg}(\frac{180}{4} - \frac{23}{2})$$

$$G = 32.416 \text{ KN/m}^2$$

**Charge due à la Surcharge**

On prévoit le calcul de notre mur en tenant compte d'une surcharges  $q=10\text{KN/m}^2$ .

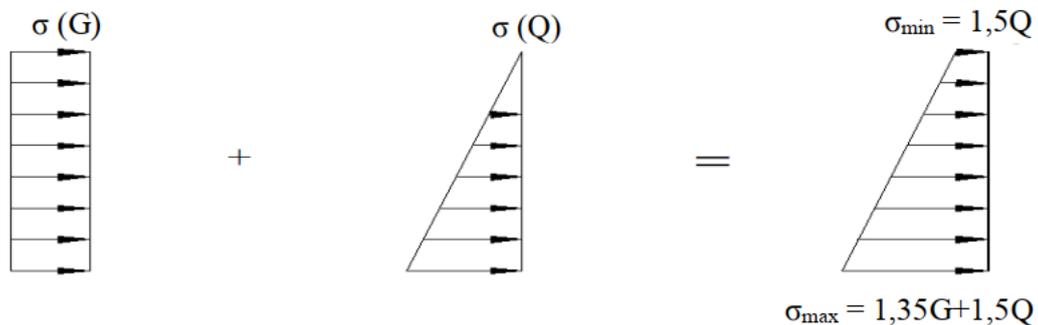
$$Q = q * tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$Q = 4.38 \text{ KN/m}^2$$

**b. Ferrailage du mur adossé**

Le mur adossé sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargé.

**A l'ELU**



**Figure VI.8.** Répartition des contraintes sur le mur

$$\sigma_{max} = 1.35 * 34.41 + 1.5 * 4.38$$

$$\sigma_{min} = 1.5 * 4.38$$

$$\sigma_{max} = 56.02 \text{ KN/m}^2; \sigma_{min} = 6.57 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.4 \text{ m}; L_y = 5.75 \text{ m}; E_p = 20 \text{ cm}$$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 43.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.59 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y \begin{cases} \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0.2822 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 42.18 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 11.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées} \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 35.85 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 8.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments aux appuis } M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x} = 21.09 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.10. Sections de ferrailage

		M (kn.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adpt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
En travée	X_X	35.85	0.067	0.086	0.164	5.46	1.92	6 HA12 = 6.79	20
	Y_Y	8.92	0.016	0.021	0.168	1.32	1.6	4 HA8 = 2.01	30
En appuis		21.09	0.039	0.049	0.166	3.16	2.05	5 HA10 = 3.93	25

$St_{xx} = \min(2e; 25 \text{ cm})$

$St_{yy} = \min(3e; 33 \text{ cm})$

• Condition de non fragilité

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_{min}^y = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \text{ et } A_{min}^a = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ti}}{f_e}$$

• Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que  $\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \cdot f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$ , fissuration nuisible.

On a  $V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{43.65 \cdot 5.75}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0.59}{2}} = 96.906 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{96.906 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.17} = 0.57 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0.57 \text{ MPa} < \bar{\tau}$  .....condition vérifiée.

✓ A L'ELS

$\sigma_{max} = G + Q = 36.79 \text{ kn/m}^2$   $\sigma_{min} = Q = 4.38 \text{ KN/m}^2$

$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 28.68 \text{ kn/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.59 > 0.4 \Rightarrow$  La dalle porte dans les deux sens  $L_x$  et  $L_y$   $\begin{cases} \mu_x = 0.0884 \\ \mu_y = 0.4565 \end{cases}$

$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 29.30 \text{ kn.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 13.38 \text{ kn.m} \end{cases}$

Moments en travées  $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 24.90 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 10.03 \text{ kn.m} \end{cases}$

Moments aux appuis  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x} = 14.65 \text{ kn.m}$

• Vérification des contraintes

On doit vérifier que :

✓ Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \sigma_{bc} = 15MPa$$

✓ Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) \leq \tilde{\sigma} = \min \left( \frac{2}{3} * f_e ; 150 * \eta \right) = 240 Mpa$$

Avec :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Vérification des contraintes

Localisation		Mser (kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
Travée	X_X	24.9	4.95	18831.787	6.54	238.99	Vérifiée
	Y_Y	10.03	2.91	6807.027	4.28	311.41	Ne pas vérifiée
Appuis		14.65	3.92	12093.42	4.74	237.67	Vérifiée

On voit bien que la contrainte a la travée dans le sens yy ne pas vérifiée

Donc on augment la section des armatures : on prend 4HA10 As=3.14 cm<sup>2</sup> on obtient les résultats suivante :

travée	Y_Y	10.03	4.5	10396.87	4.34	180.88	vérifiée
--------	-----	-------	-----	----------	------	--------	----------

- Schéma de ferrailage du mur adossé

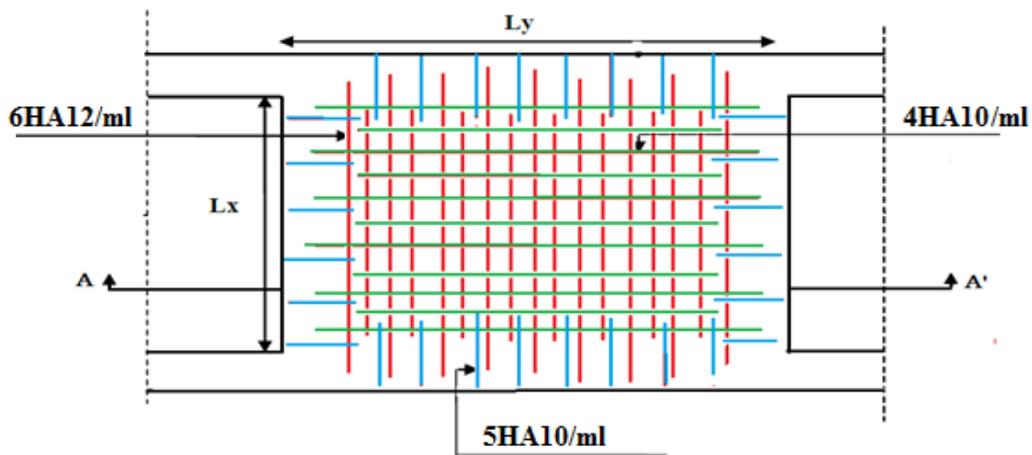


Figure VI.9.A : coupe horizontale

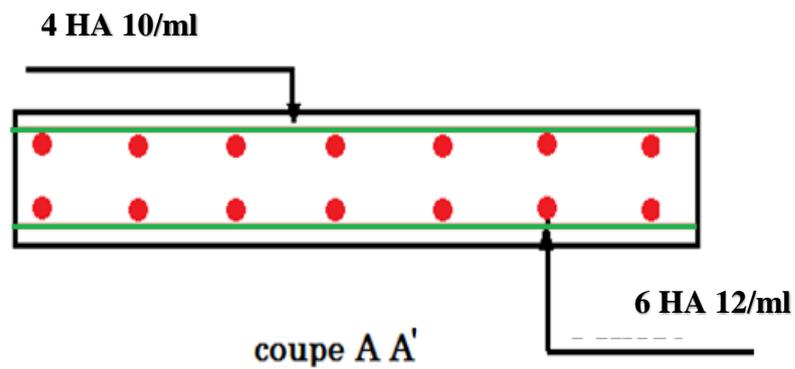


Figure VI.9.B : coupe transversale

Figure VI.9. Schéma de ferrailage du mur adossé.

# *Conclusion Générale*

## *Conclusion Générale*

---

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différents techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment, on a pu prendre connaissance des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi nous familiariser avec le logiciel de calcul et d'analyse « étabs V16 ».

Cette étude nous a permise de consolider et d'enrichir les connaissances déjà acquises tout au long de notre cursus et de faire un certains nombres de conclusions. Parmi celles-ci on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englobé tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux, car ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La disposition des voiles est souvent compromise par l'architecture.
3. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur le comportement de la structure face aux sollicitations dynamiques, ainsi que sur la justification de l'interaction (voiles- portiques).
4. L'existence des voiles dans la structure a permis la diminution des efforts internes dans les poteaux, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des sollicitations relativement faibles.

# *Bibliographie*

## *Bibliographie*

---

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé,(génie civil ) .
- Logiciel étabs / version 2016.

# *Rapport de sol*

# Rapport de sol

## Introduction

A la demande de l'Éts Berkani Promo Invest sise à Seddouk, le Laboratoire & Engineering de la Construction « SCP/LEC » a entamé une étude de sol du site du projet de réalisation d'un ensemble immobilier au lieu dit L'mizab dans la commune de Seddouk.

L'étude comportera des investigations sur site, à savoir :

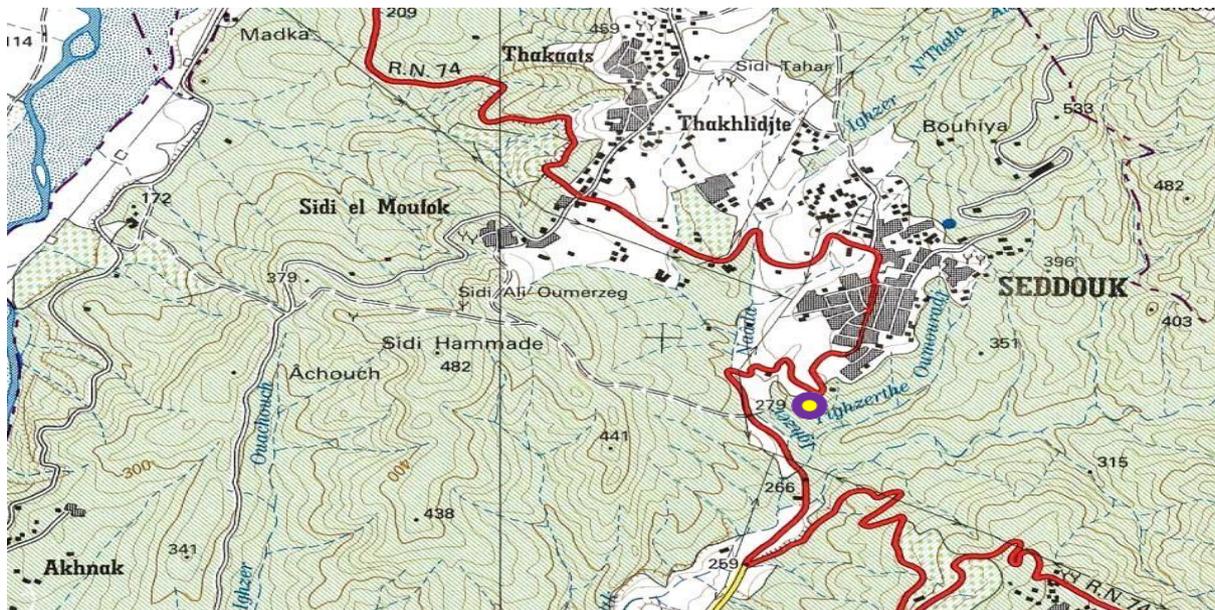
- ✚ Visite du site avec examen des ouvrages voisins ;
- ✚ Essais pénétrométriques, au pénétromètre dynamique lourd « PDL » ;
- ✚ Sondages carottés avec prélèvement d'échantillons intacts ;
- ✚ Essais et analyses au laboratoire sur les échantillons prélevés, pour la détermination des caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques du sol.

Cette étude permettra la collecte du maximum de renseignement concernant la nature du sol, dans le but d'adapter le projet en conséquence, et aussi de définir le système de fondation de l'ouvrage avec le meilleur rapport sécurité/coût.

## 1. Caractéristiques du site

### Situation géographique

Le site objet de la présente étude se trouve au lieu dit L'mizab, localité située au niveau de la sortie Sud de la ville de Seddouk, à quelques dizaines de mètres de la RN 75.



# Rapport de sol

---

## 1. Situation et état du terrain d'assise

### Etat des lieux

C'est un terrain situé dans un versant à pentes régulières et parfois accidentées et abruptes.

Les altitudes sont comprises entre 280<sup>m</sup> et 305<sup>m</sup> environ.

Les pentes très abruptes et accidentées sont constatées essentiellement dans la partie Sud et Ouest du terrain (partie longeant les talwegs). C'est un terrain à vocation agricole (olivaie) qui débouche dans une ravine assez humide quasiment toute l'année.

Suite aux visites répétées effectuées sur site, on a constaté un versant stable, qui ne présente aucun signe d'instabilité (arbres, maisons au voisinage sans aucune anomalie, aucune fissure de traction n'est constatée).

### Envergure du projet

Le projet consiste en la réalisation de 198 logements promotionnels en plusieurs blocs. Les constructions sont prévues avec des structures rigides mixtes : béton armé et maçonnerie.



## 2. Contexte géologique et géophysique

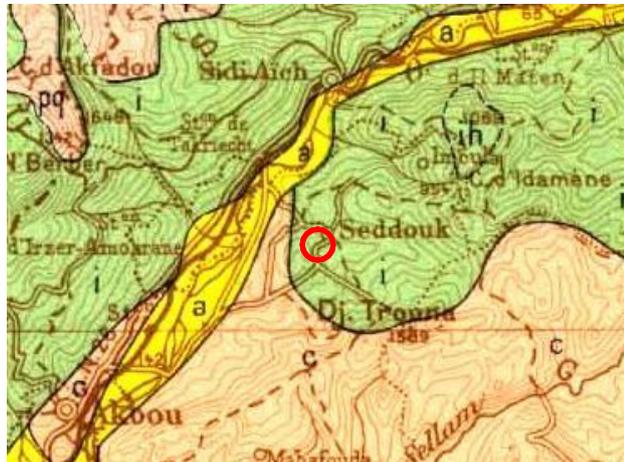
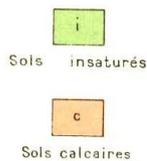
### Aspect géologique

Du point de vue géologique et d'après la carte géologique 1/ 50 000<sup>e</sup> de Sidi Aich, le site est situé sur un complexe albo-barrémien, constitué de schistes noirs esquilleux, avec quelques

## Rapport de sol

rare lentilles de calcaires. Faciès monotone de 4 à 500 m d'épaisseur, surmonté au Sud Ouest de Seddouk par le Cénomaniens inférieur.

### Légende



Carte lithologique de la région de Seddouk

#### □ Aspect géophysique du site

Les constructions projetées sont des immeubles à usage d'habitation et commercial prévues avec des structures mixtes ; Béton armé + maçonnerie.

La wilaya de Béjaïa n'est pas épargnée par le phénomène sismique, provoquant ainsi des désordres dans le milieu urbain. Deux régions géologiquement distinctes sont l'objet de séismes plus ou moins fréquents, à savoir : les Babors et les Bibans.

Notre site est concerné par la sismicité de la région des Bibans. En effet, l'axe anticlinal qui s'étend de Berouaguia au Guergour et qui forme les Bibans est jalonné par d'importants foyers séismiques : Médéa, Mansourah et Medjana et Beni Ouertilane entre autres. De petites à moyennes secousses se sont produites. Elles sont toutefois rares par rapport à celles enregistrées dans les régions littorales mais néanmoins plus violentes.

Selon le règlement parasismique algérien « R.P.A » et la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie, classification 2003 :

- Le site se trouve dans une zone de moyenne sismicité, IIa.
- Le site est de catégorie S2, qui concerne les sols fermes.
- L'ouvrage est classé dans le groupe 1B, ayant une grande importance.



### 3. Reconnaissances in-situ

Le programme de reconnaissance in-situ a consisté en l'exécution de huit sondages pénétrométriques, réalisés au pénétromètre dynamique lourd type Géotool. Ces essais nous permettent de détecter la moindre anomalie ou changement brutal dans la consistance des couches du sous-sol, et d'évaluer la portance du sol support. En plus de cela, ces essais nous ont permis d'implanter d'une manière efficace les quatre sondages carottés de 9<sup>m</sup> chacun. L'implantation de ces investigations est représentée en annexe.

#### a) Essai de pénétration dynamique

- **Organisation des investigations sur site**

Afin de tâter le terrain et confirmer l'homogénéité horizontale et verticale du terrain, aussi, vérifier la stabilité générale du versant, on a procédé en premier lieu à des sondages pénétrométriques au moyen d'un pénétromètre dynamique lourd « P.D.L » et sondages carottés au niveau de points éparpillés le long des pistes et en concordance avec les assises des immeubles projetés (voir plan d'implantation des essais géotechniques). Les résultats obtenus, ont servi à l'appréciation du sous sol et l'élaboration d'un profil géotechnique du versant. Néanmoins, ces résultats pénétrométriques seront affinés par des essais

## *Rapport de sol*

---

pénétrométriques qui seront réalisés au niveau des plates formes devant recevoir quelques blocs, c'est-à-dire après les terrassements en grandes masses.

### **Principe de l'essai**

L'essai de pénétration dynamique est un test qui donne une indication qualitative sur la résistance du sol, il consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage un train de tiges muni d'une pointe conique à l'aide d'un marteau tombant en chute libre appelé «mouton », pour une énergie de battage constante, on compte le nombre de coups de mouton N nécessaires pour obtenir un enfoncement de 20 centimètres. Les résistances dites en pointe sont alors déduites à partir de la formule des «Hollandais».

### **Interprétation qualitative**

Suite aux résultats pénétrométriques (voir diagrammes pénétrométriques annexés), on distingue globalement un terrain relativement homogène vis-à-vis de sa compacité.

En effet, tous les sondages pénétrométriques indiquent un terrain homogène avec des résistances en pointe très importants à partir du 2<sup>ème</sup> mètre de profondeur et qui dépassent largement 100 bars.

#### **b) Sondages carottés et lithologie du terrain**

Le sondage carotté peut nous permettre une appréciation de la lithologie et de la stratigraphie du sous sol en place ainsi que le prélèvement d'échantillons intacts pour les différents essais et analyses au laboratoire.

C'est pourquoi, on a procédé à la réalisation de quatre sondages carottés rotatifs de 9<sup>m</sup> de profondeur chacun, au niveau d'endroits épars de l'assiette d'assise des immeubles. Des coupes lithologiques sont ainsi élaborées à partir de ces sondages :

#### **SC 01 :**

0<sup>m</sup>.00 à -0<sup>m</sup>.20 : Terres végétales

-0<sup>m</sup>.20 à -1<sup>m</sup>.90 : Limon argileux schisteux graveleux, moy compact à compact, de couleur beige à jaunâtre

-1<sup>m</sup>.90 à -9<sup>m</sup>.00 : Schiste marneux argileux peu plastique, peu graveleux, très compact, de couleur verdâtre à bigarrée.

#### **SC 02 :**

0<sup>m</sup>.00 à -0<sup>m</sup>.20 : Terres végétales

-0<sup>m</sup>.20 à -3<sup>m</sup>.10 : Limon argileux schisteux graveleux moy compact à compact, de couleur beige à jaunâtre

-3<sup>m</sup>.10 à -9<sup>m</sup>.00 : Schiste marneux argileux peu plastique, peu graveleux, très compact, de

## *Rapport de sol*

---

couleur verdâtre à bigarrée.

### **SC 03 :**

0<sup>m</sup>.00 à -0<sup>m</sup>.20 : Terres végétales

-0<sup>m</sup>.20 à -2<sup>m</sup>.80 : Limon argileux schisteux graveleux, moy compact à compact, de couleur beige à jaunâtre

-2<sup>m</sup>.80 à -9<sup>m</sup>.00 : Schiste marneux argileux peu plastique, peu graveleux, très compact, de couleur verdâtre à bigarrée.

### **SC 04 :**

0<sup>m</sup>.00 à -0<sup>m</sup>.10 : Terres végétales

-0<sup>m</sup>.10 à -3<sup>m</sup>.20 : Limon argileux schisteux graveleux, moy compact à compact, de couleur brun à jaunâtre

-3<sup>m</sup>.20 à -9<sup>m</sup>.00 : Schiste marneux argileux peu plastique, peu graveleux, très compact, de couleur verdâtre à bigarrée.

## **4. Caractéristiques des sols de fondation**

Quatre échantillons plus ou moins remaniés extraits à partir des sondages carottés, sont soumis à des essais et analyses physiques et chimiques au laboratoire. Signalons, néanmoins, que ces échantillons contiennent des galets et gros grains, ce qui rend la réalisation des essais mécaniques quasiment impossible.

### **Caractéristiques physico mécaniques**

Il s'agit d'analyses au laboratoire, pour la détermination des caractéristiques physiques du sol, par des essais granulométriques, permettant l'identification physique du sol en traduisant les mesures sous forme de statistiques des grains. Aussi, des essais pour la détermination des limites d'Atterberg ainsi que les densités apparentes du sol, sont effectués. Le tableau qui suit, résume les résultats obtenus.

Des essais mécaniques pour la détermination des caractéristiques mécaniques moyennes du sol sont réalisés au moyen de la boîte de Casagrande (cisaillement rectiligne) et qui ont donné:

Couche de 0<sup>m</sup>.60 à -3<sup>m</sup>.00 de profondeur :  $\gamma_{h\text{ moy}} = 2.18 \text{ t/m}^3$  -  $\phi_{\text{moy}} = 23^\circ$  et  $C_{\text{moy}} : 0.39 \text{ bar}$ .

Couche au-delà de -3<sup>m</sup>.00 de profondeur :  $\gamma_{h\text{ moy}} = 2.32 \text{ t/m}^3$  -  $\phi_{\text{moy}} = 29^\circ$  et  $C_{\text{moy}} : 0.47 \text{ bar}$ .

### **Caractéristiques chimiques**

Pour en savoir plus sur le sol, notamment son agressivité, on a soumis un échantillon, à des essais chimiques et minéralogiques qui ont donné :

## Rapport de sol

<b>PROFONDEUR - M</b>	<b>SULPHATES SO<sub>4</sub></b>	<b>MATIERES CARBONATE ORGANIQUES</b>
	--	S CACO <sub>3</sub>
3 <sup>m</sup> .00 - 3 <sup>m</sup> .50	Traces	41.10 0.18

Les résultats des analyses chimiques et minéralogiques ci dessus, indiquent une agressivité nulle du sol, selon les normes NF P 18 011 du 06/92.

### 5. Calculs et interprétations

#### Contrainte admissible du sol « $\sigma$ » des sols de fondation

Le taux de travail admissible du sol est donné par une formule empirique, valable pour les fondations superficielles.  $Q_{adm} = R_{d \min} / \alpha$

Avec:

$Q_{adm}$  : contrainte admissible en Bars.

$R_{d \min}$ : résistance de pointe dynamique minimale en Bars.

$\alpha$  : coefficient réducteur, pris généralement égal 21

En considérant les points les plus défavorables, on peut déduire les contraintes admissibles des sols de fondations (voir tableau joint en annexe).

#### Tassement sous les fondations

Etant donné la compacité des sols constatée par l'intermédiaire des résultats pénétrométriques et confirmée par les sondages carottés, on estime que les tassements induits par les charges des constructions seront négligeables et non préjudiciables.

#### Conclusion & recommandations

L'assiette choisie pour accueillir les immeubles d'une promotion immobilière sise au lieu dit L'mizab dans la commune de Seddouk, au profit de l'Ets BERKANI Promo Invest, est caractérisée par une portance très satisfaisante.

C'est un terrain à vocation agricole (olivaie), avec une pente abrupte essentiellement dans sa partie aval, orientée Est -Ouest, limité des côtés Ouest et Sud par des talwegs (ravine).

Les sols sont dominés par des schistes argileux compacts en surface à des schistes marneux

## *Rapport de sol*

---

très compacts en profondeur.

Des essais pénétrométriques réalisés au pénétromètre dynamique lourd et des sondages carottés ont été effectués sur toutes les parties accessibles et praticables du terrain et ont permis d'apprécier une homogénéité tant latérale que verticale du terrain vis-à-vis de sa **compacité**.

Néanmoins, il reste une partie du terrain d'assise non praticable et nécessitant un accès pour les appareils. Il s'agit des assises des blocs 01, 02 et 10. Des essais géotechniques in situ doivent être réalisés après ouverture d'accès ou réalisation des plates formes.

A cet effet, on préconise :

- La couche de sols faibles et altérés ne dépasse pas 60 cm d'épaisseur.
- Un ancrage min de 1<sup>m</sup>.80 des fondations, par rapport aux futures plates formes d'assise doit être assuré.
- La contrainte admissible des sols de fondation à adopter pour toutes les assises est de  $\sigma = 2.10$  bars.
- Les sols sont très compacts, par conséquent il est conseillé de réaliser les blocs dans des assiettes sous forme de gradins et ne pas entreprendre des terrassements inutiles et ô combien difficiles et onéreux.
- Les sols essentiellement, dans la partie Est du terrain sont très rigides (semi rocheux).
- Prévoir un confortement de la rive gauche du talweg (ravine) longeant la limite Ouest du terrain.
- Des essais pénétrométriques supplémentaires et complémentaires sont recommandés au niveau des platesformes devant accueillir les immeubles 01, 02 et 10.

Aussi, on conseille :

- ✓ Elaborer une étude des terrassements généraux, qui permettra un contrôle des remblais, des déblais et des points de stockage des remblais.
- ✓ Entamer la réalisation du projet par les blocs situés en aval du terrain.
- ✓ La réalisation de réseaux d'E.E.P, E.E.U et A.E.P très étanches (en les posant dans des caniveaux).
- ✓ En plus de l'aspect économique, il est toujours risqué de trop modifier les terrains en pente par rapport à leur état d'équilibre initial.
- ✓ Procéder à l'arborisation consciencieuse du site (par des arbres d'eucalyptus, olives ...).

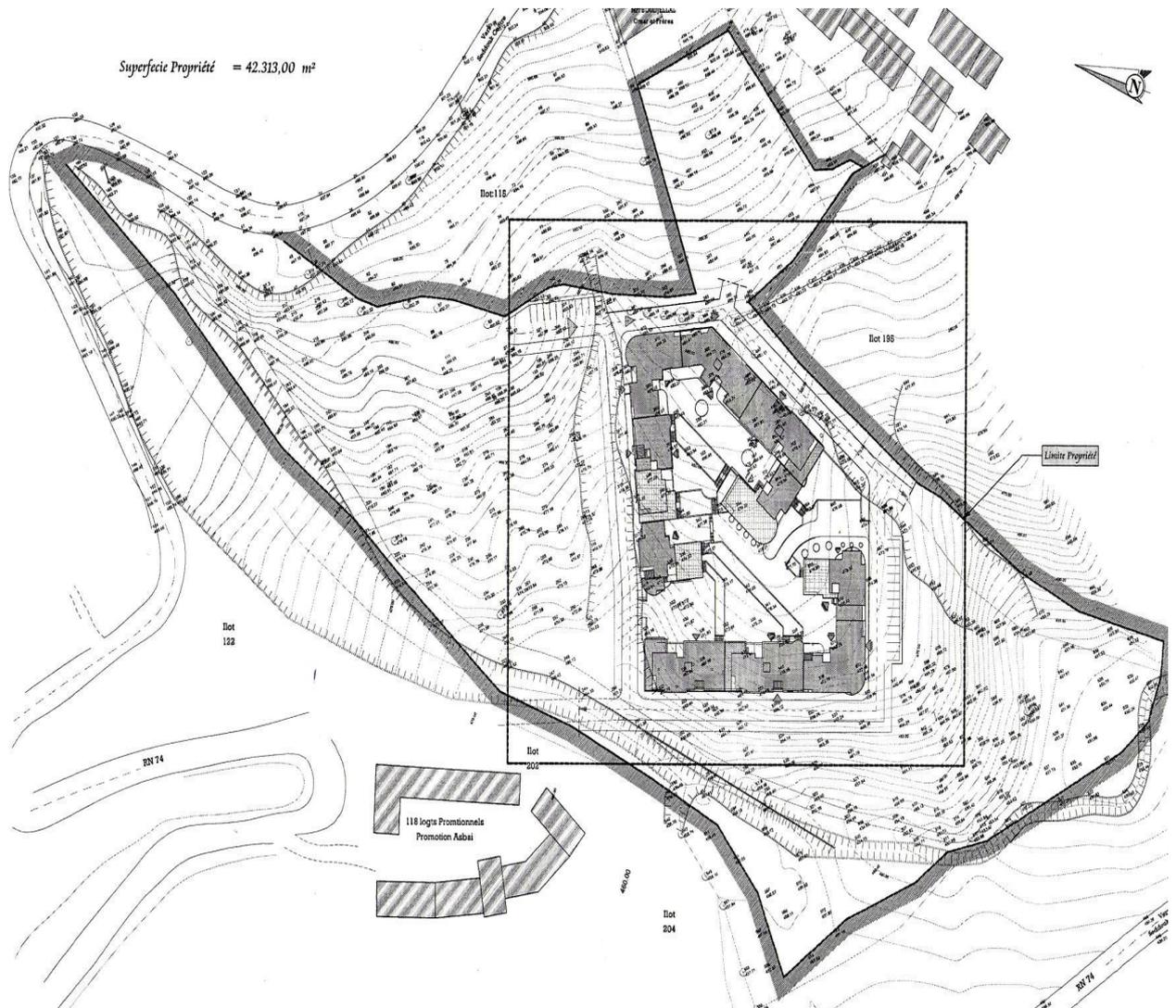
# Rapport de sol

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

LE DIRECTEUR

Observations relatives à l'exploitation du présent dossier

Annexe



## *Rapport de sol*



**PLAN DE SITUATION DES BLOCS DANS LE TERRAIN**

Le présent dossier et annexes constituent un document indissociable. La mauvaise utilisation qui pourrait en être faite suite à une communication ou reproduction partielle sans l'accord écrit du L.E.C ne saurait engager sa responsabilité.

1. Des changements dans l'implantation, la conception ou l'importance des constructions par rapport aux données de la présente étude, peuvent conduire à modifier les conclusions et les prescriptions du rapport et doivent, par conséquent, être portés à la connaissance du L.E.C.

Le L.E.C ne saurait être rendue responsable de modifications apportées à son étude que dans la mesure où elle aurait donné, par écrit, son accord sur les dites modifications.

# *Annexes*

## Annexes

### Annexe I

#### Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584

## *Annexes*

0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexes

### Annexe II

#### Table de PIGEAUD

**M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u^*$   
v au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de  
dimension  $Lx * Ly$**

	$u/Lx$ $v/Ly$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101
	<b>0.1</b>	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
	<b>0.2</b>	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
	<b>0.3</b>	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
	<b>0.4</b>	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
	<b>0.5</b>	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
	<b>0.6</b>	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
	<b>0.7</b>	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
	<b>0.8</b>	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
	<b>0.9</b>	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
	<b>1.0</b>	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	<b>0.1</b>	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	<b>0.2</b>	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	<b>0.3</b>	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	<b>0.4</b>	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	<b>0.5</b>	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	<b>0.6</b>	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	<b>0.7</b>	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	<b>0.8</b>	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	<b>0.9</b>	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
	<b>1.0</b>	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009

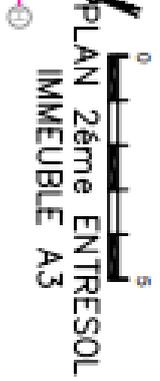
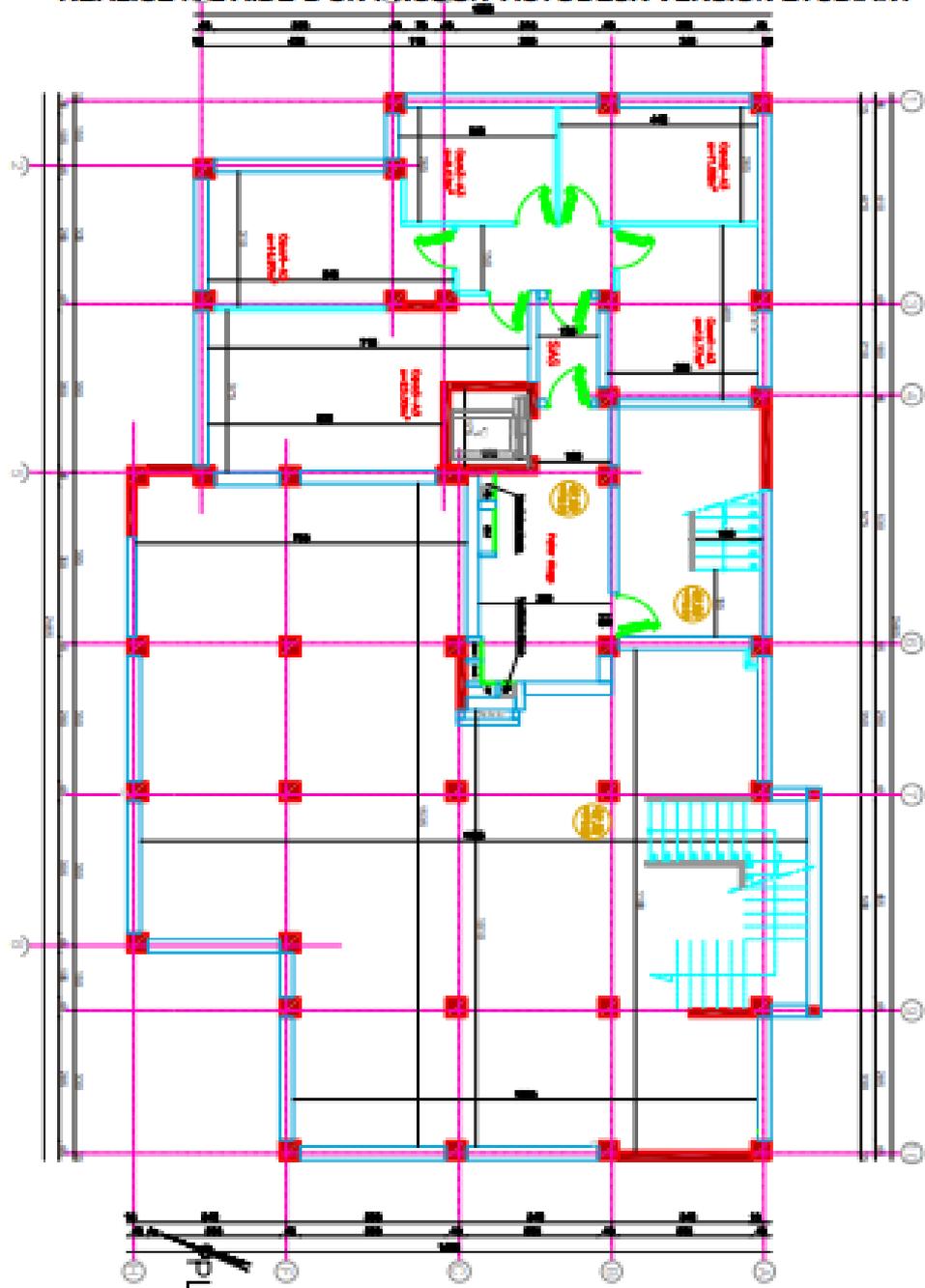
# *Plan de la structure*

# Plan de la structure

## Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

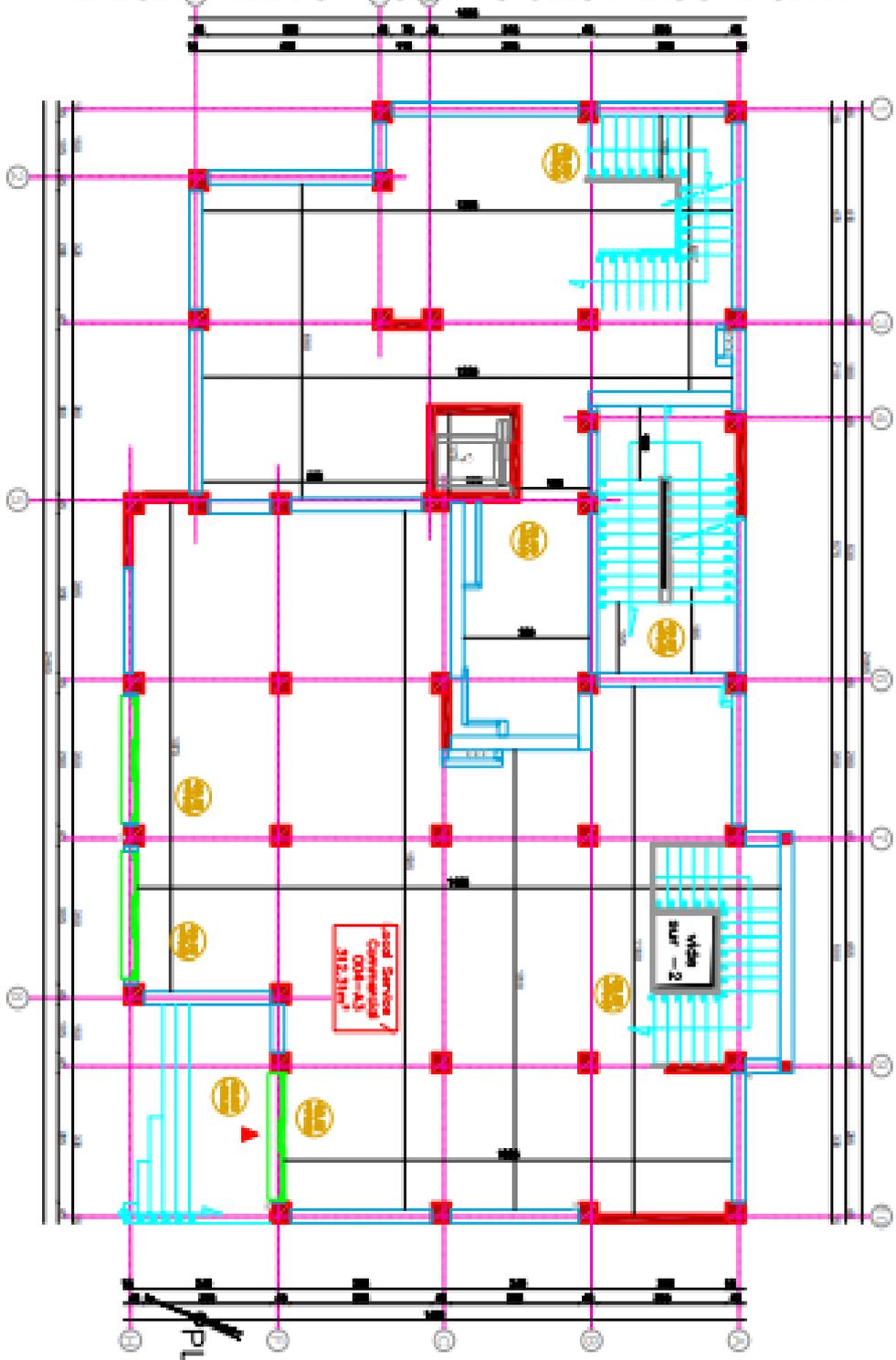
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

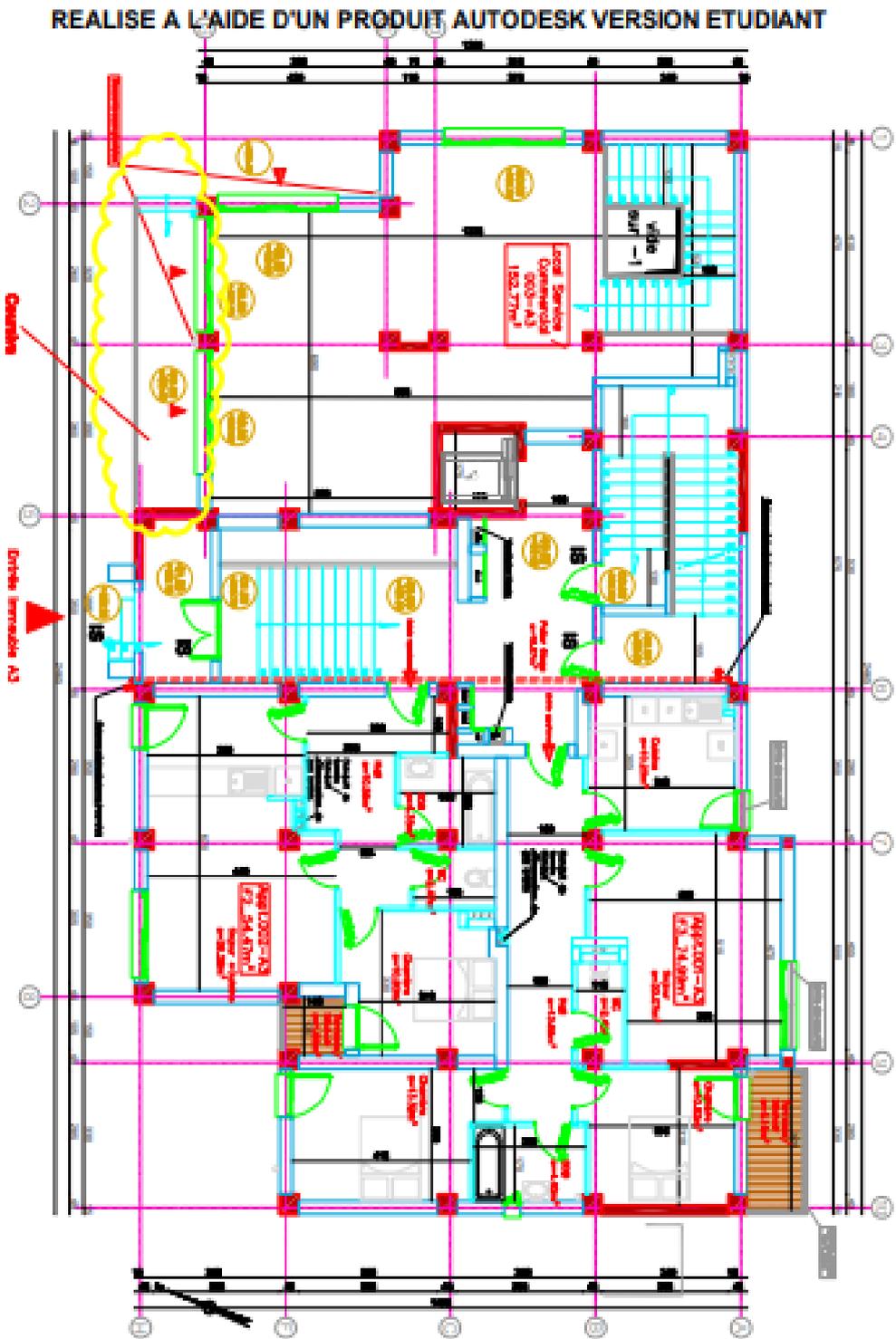
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



0 5  
PLAN 1er ENTRESOL  
IMMEUBLE A3

Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

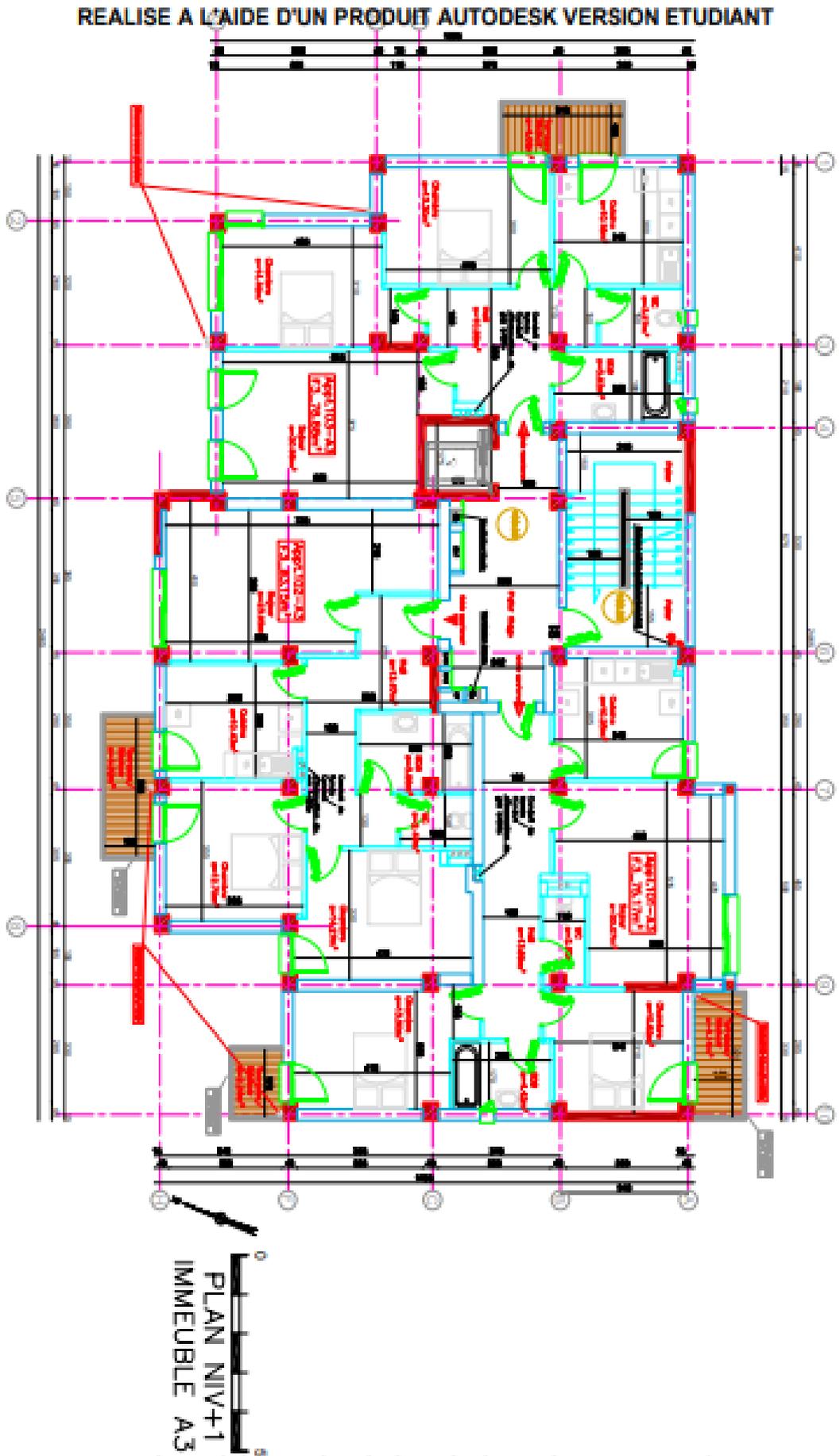


0 5  
PLAN RDC  
IMMEUBLE A3

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

Plan de la structure

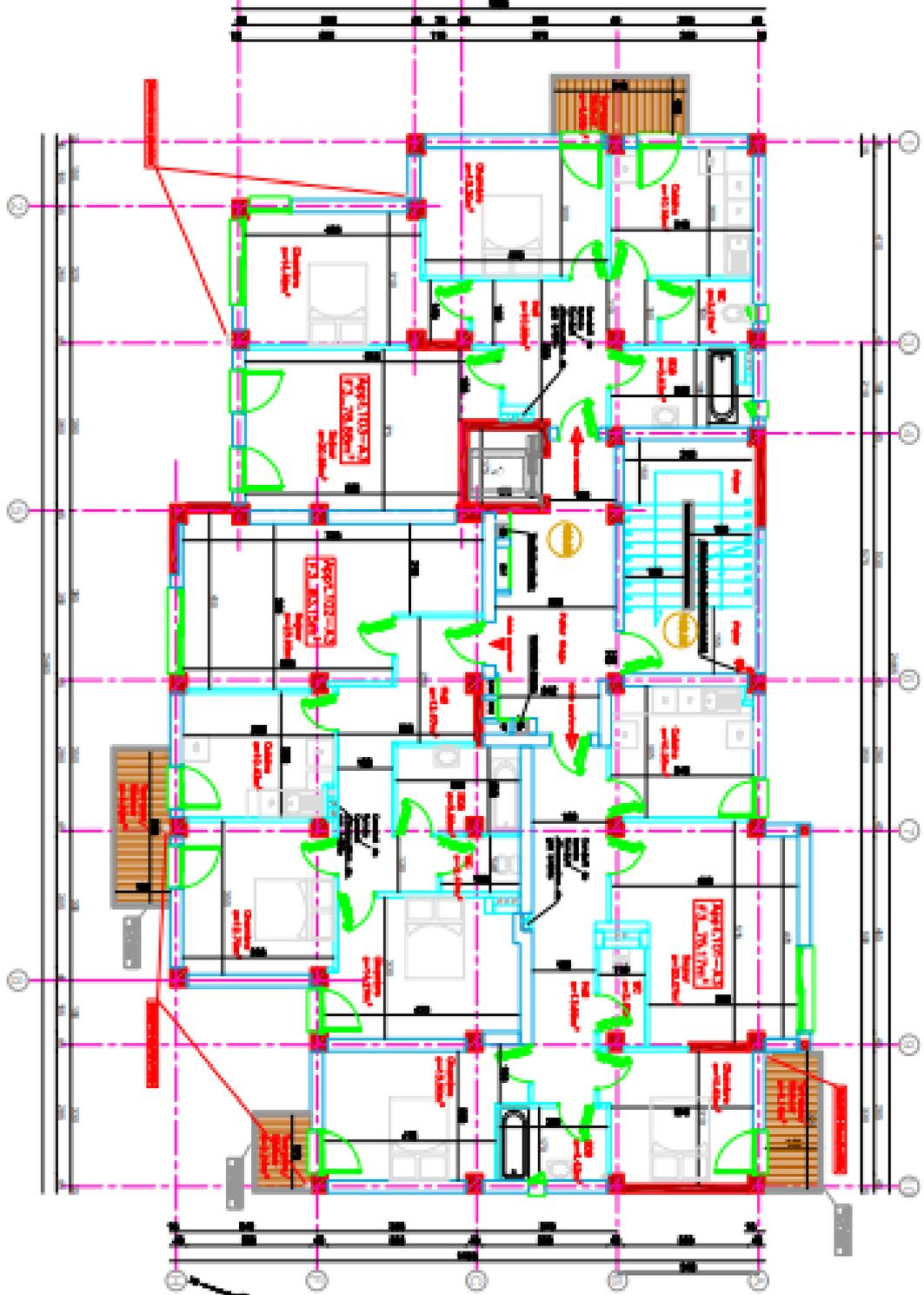
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



# Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

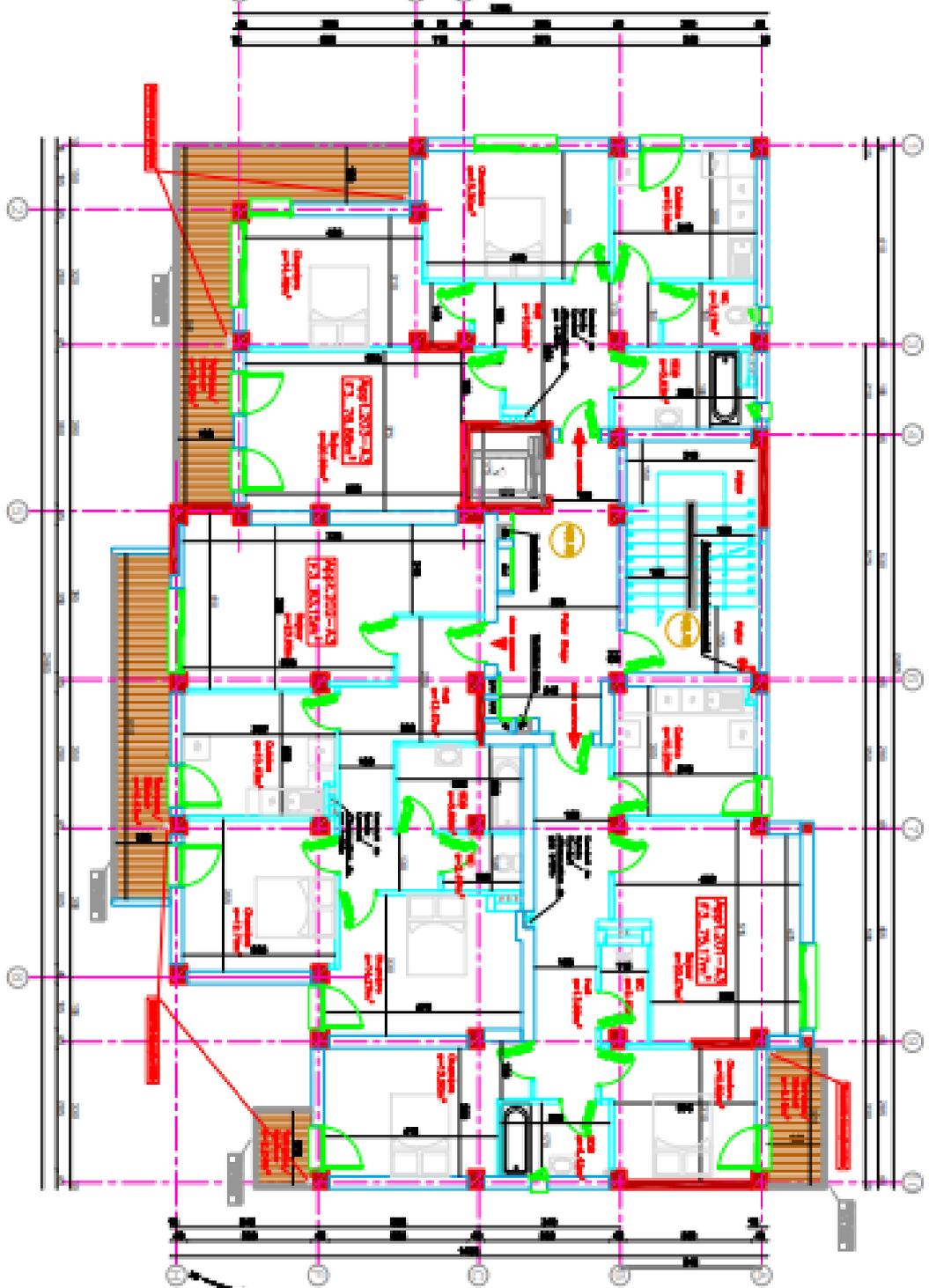


PLAN NIV+1  
IMMEUBLE A3

# Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

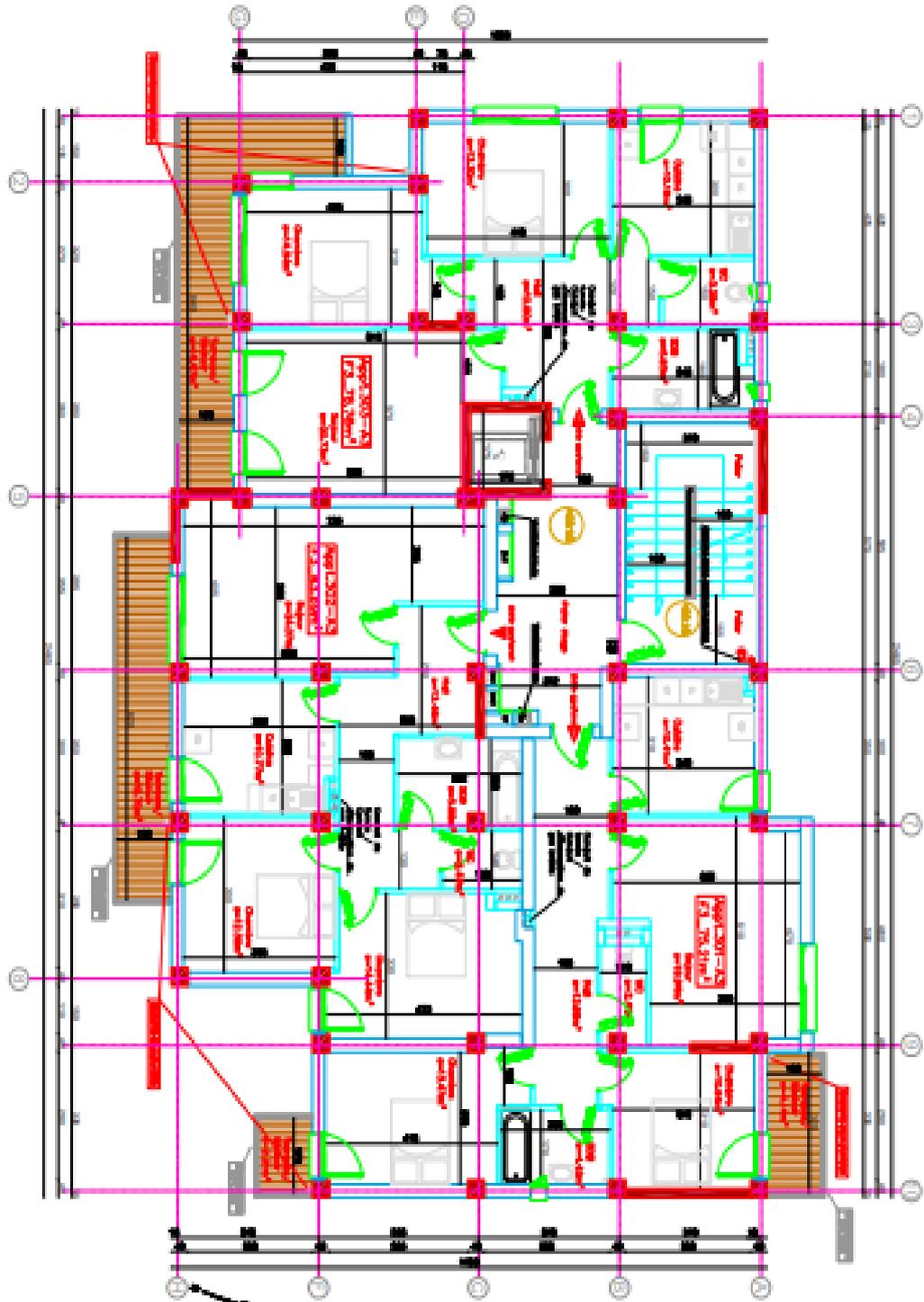


0 5  
PLAN NIV+2  
IMMEUBLE A3

# Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

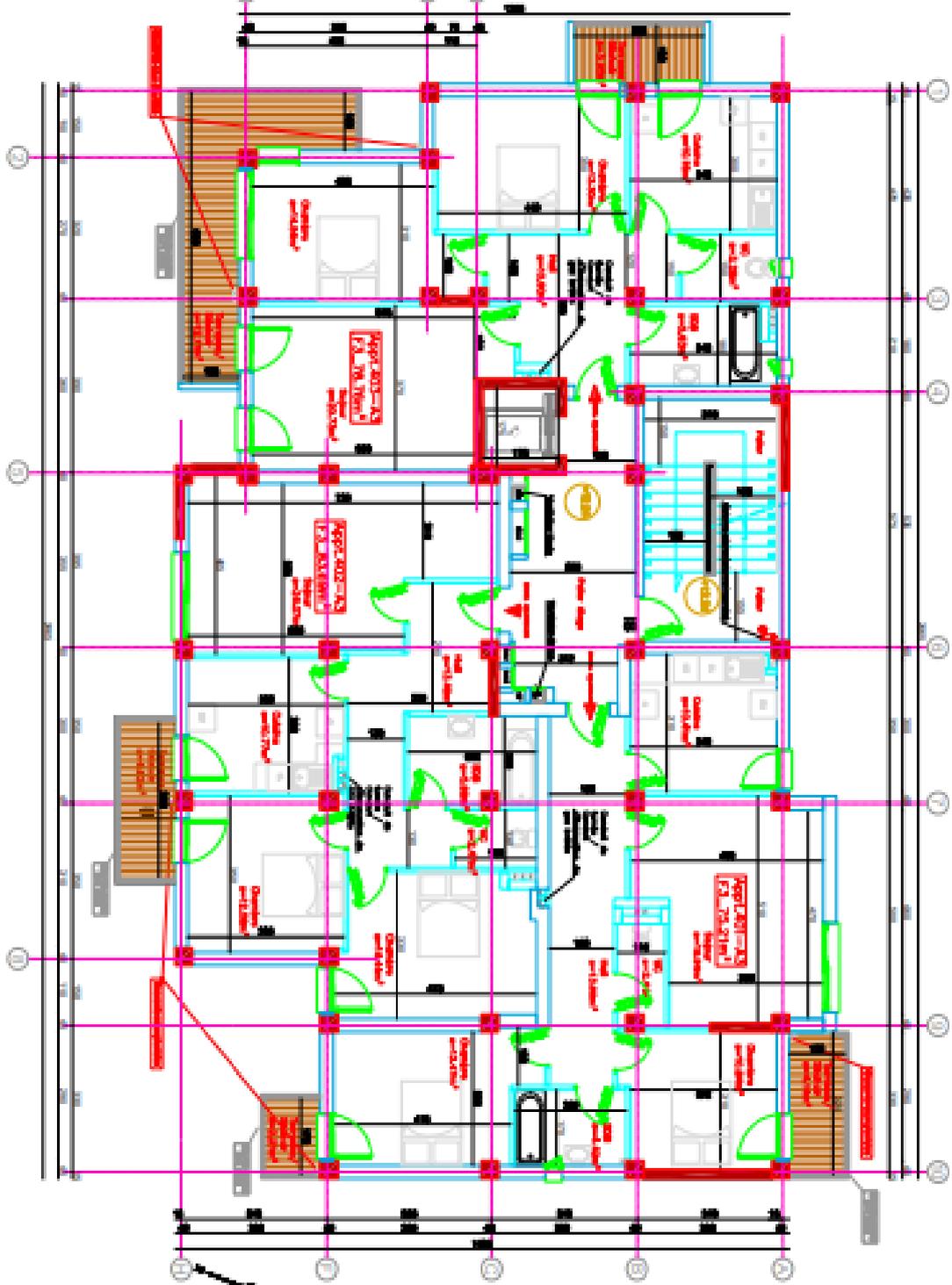


0 5  
PLAN NIV+3  
IMMEUBLE A3

Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

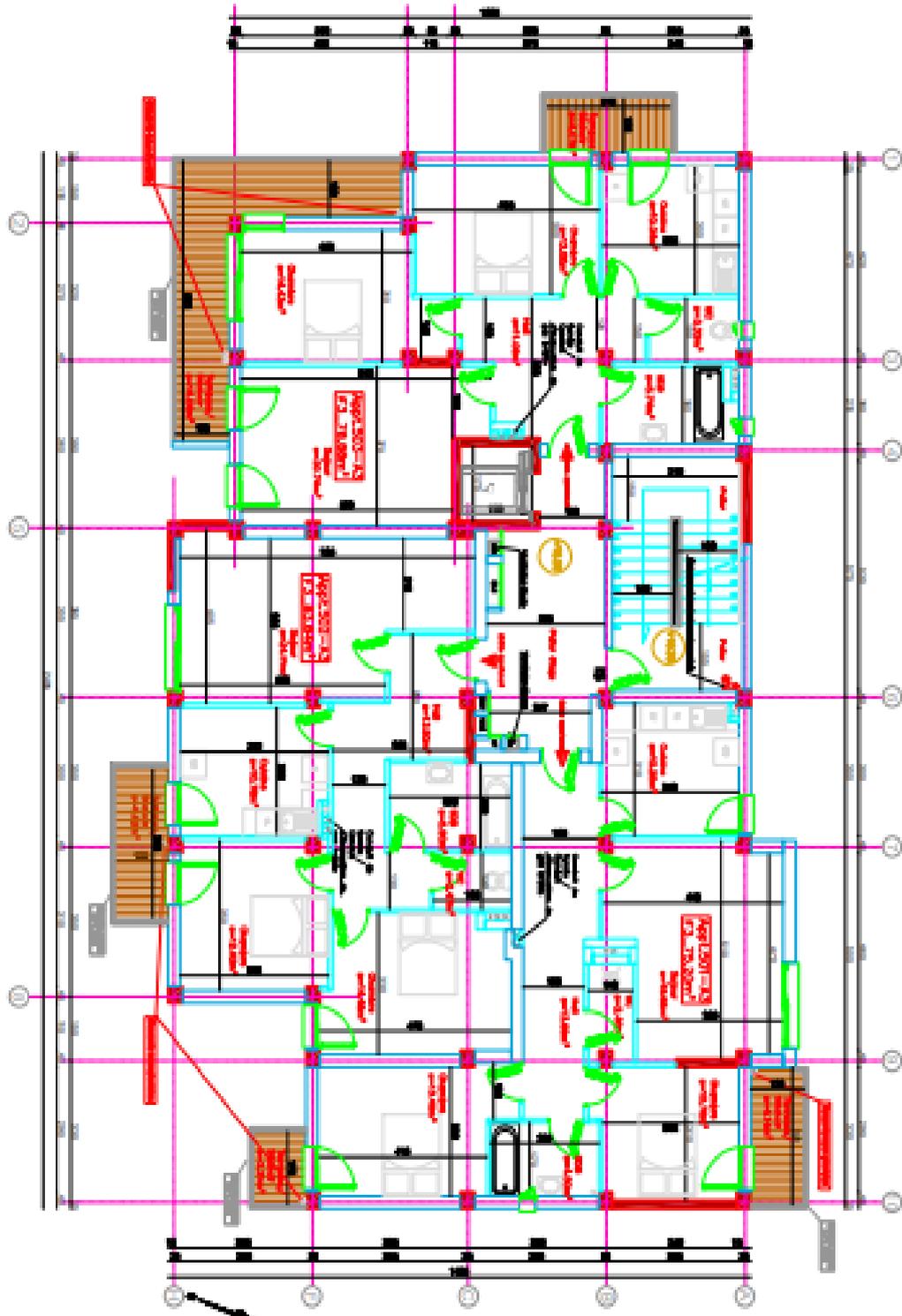


0 5  
PLAN NIV+4  
IMMEUBLE A3

# Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

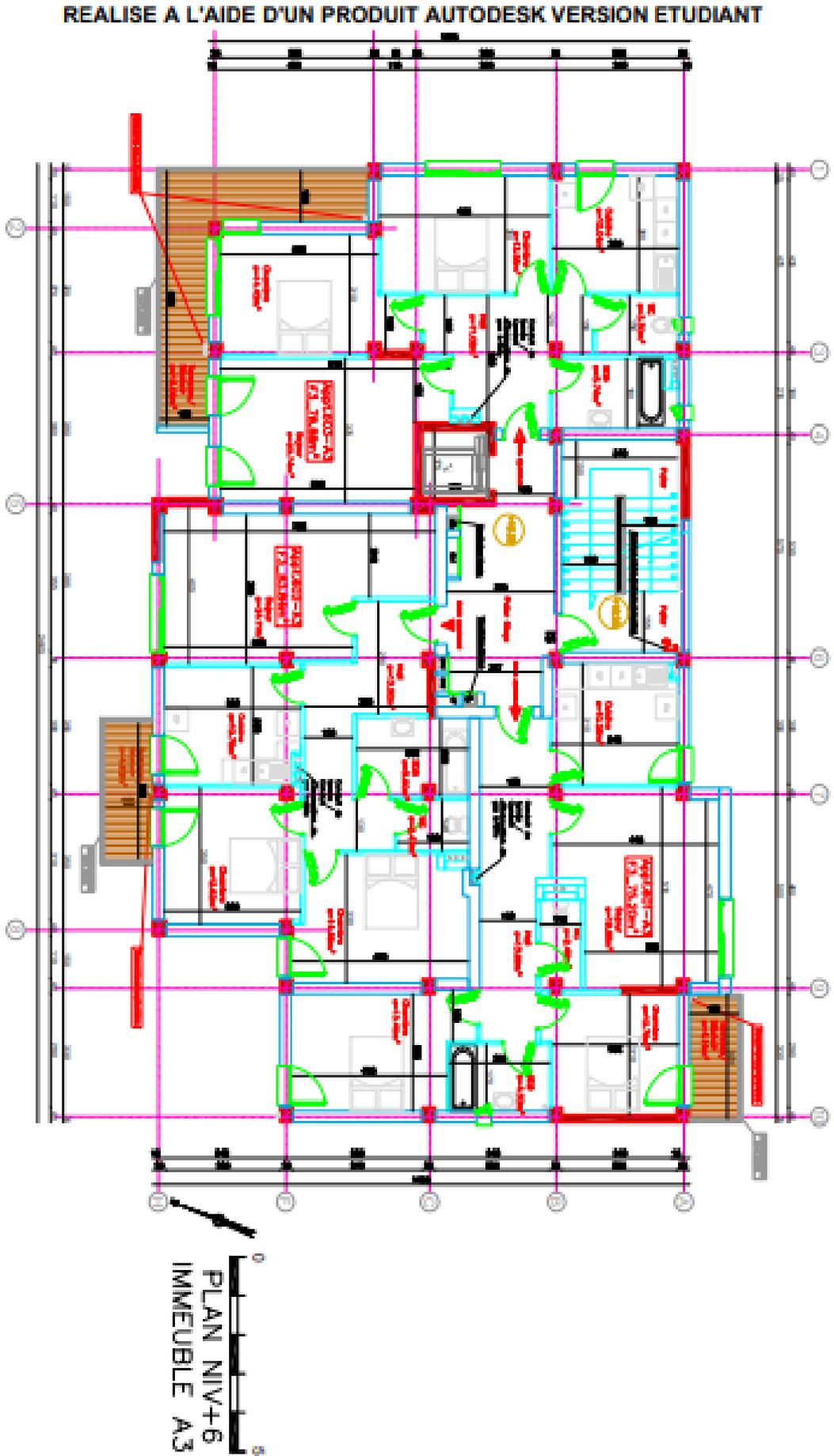
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



0 5  
PLAN NIV+5  
IMMEUBLE A3

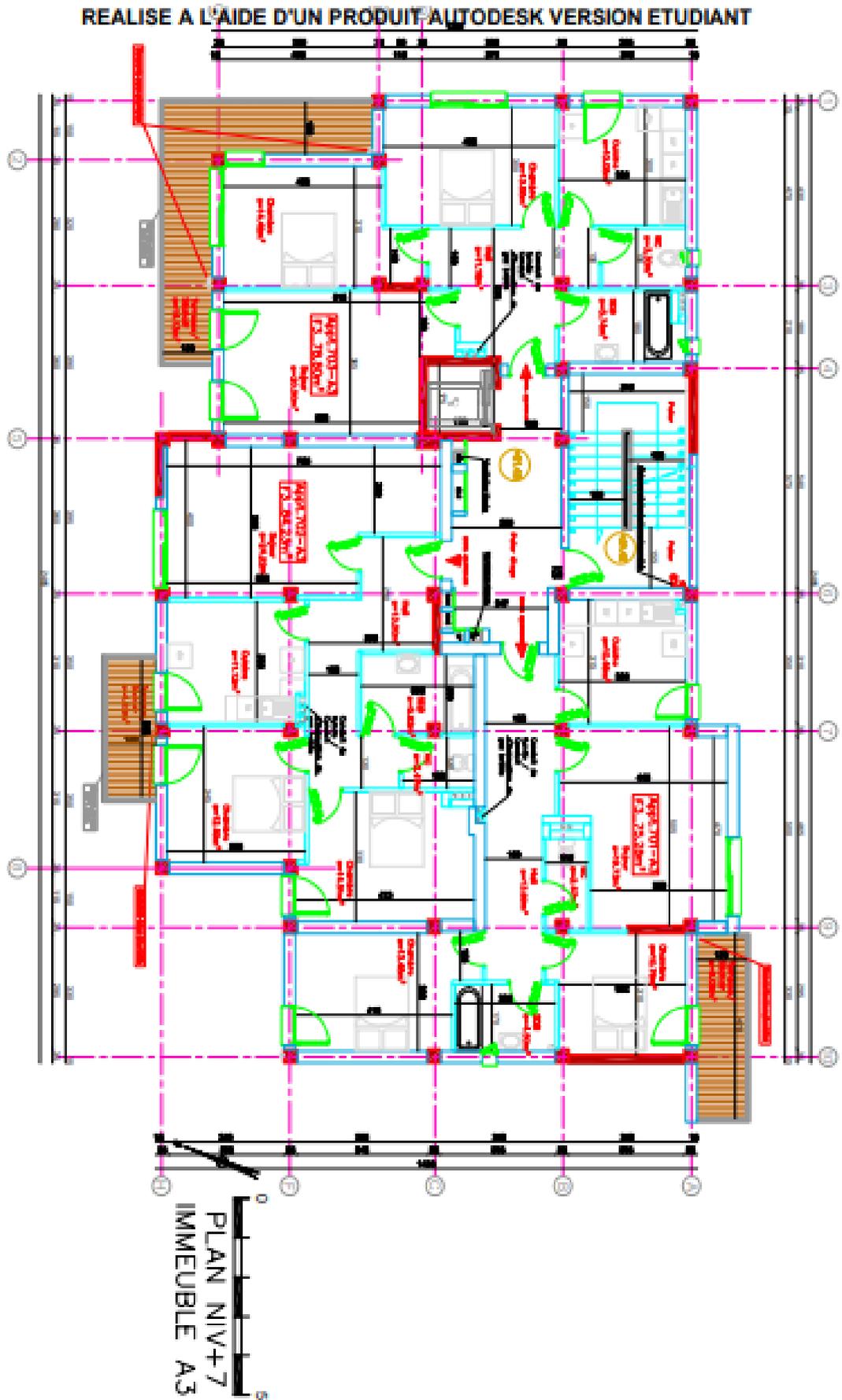
Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



# Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



PLAN NIV+8  
IMMEUBLE A3

*Plan de la structure*

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



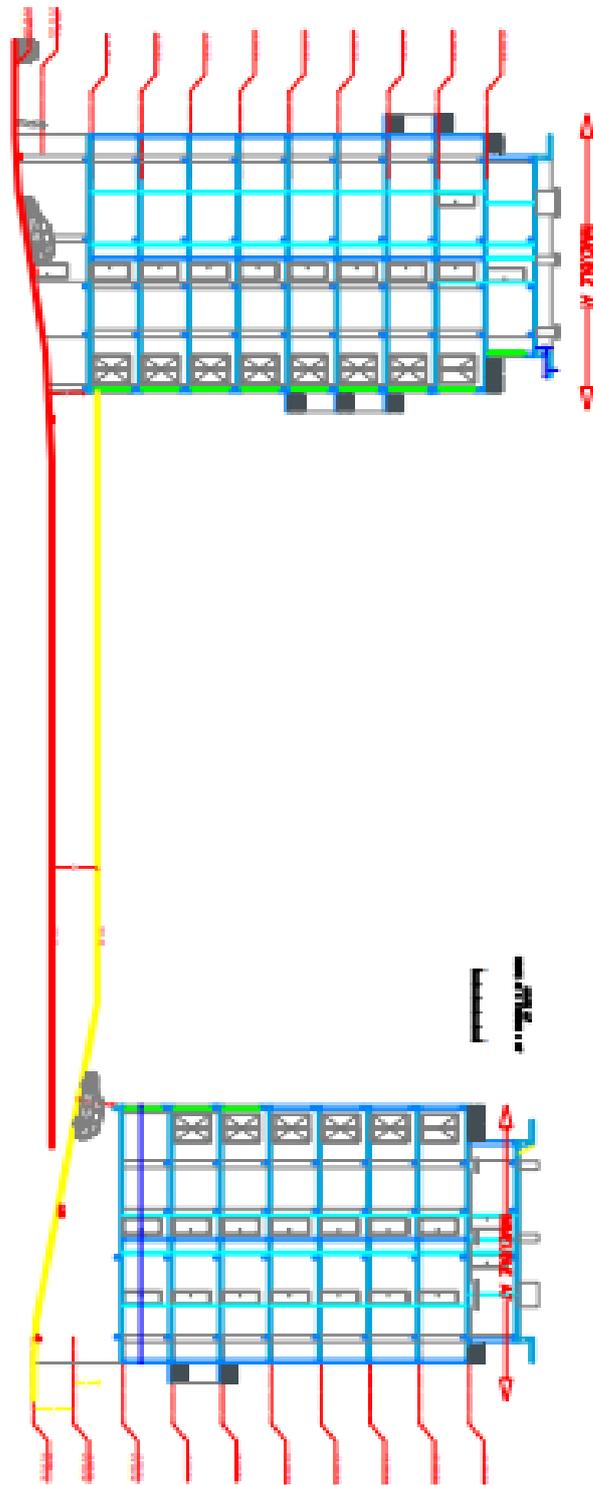
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



*Plan de la structure*

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



*Plan de la structure*

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

