



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم  
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
Faculté des Sciences et de la Technologie



N° d'ordre : M ...../GCA/2019

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

**Filière : Génie Civil**

**Spécialité : structures**

### *Thème*

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+10+ENTRESOL) A USAGE  
D'HABITATION ET COMMERCIAL SIS 194 LOGEMENTS  
(Bloc G) A BELGAID , ORAN.**

**Présenté par :**

1. Mr BOUZIANE mohamed
2. Mr BENSABA abdeljalil

***Soutenu le 11 / 07 / 2019 devant le jury composé de :***

Président : Mr BENAOUINA Charef  
Examineur : Mr REZIGUA Ahmed  
Encadreur : Mr BELGASMIA Khalil

**Année Universitaire : 2018 / 2019**

## REMERCIEMENTS

*En premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous éclairé le chemin du savoir et de la sagesse et qui nous a donné la force pour accomplir ce travail.*

*Nous présentons mes sincères remerciements avec nos profonds respects à notre encadreur M<sup>r</sup> K. BELGASMIA, pour l'aide et d'avoir accepté de diriger ce modeste travail, ainsi que pour ces conseils durant toute la période de préparation de ce travail.*

*Nous tenons à remercier également le jury composé de :*

*M<sup>r</sup> C. BENAOUINA pour avoir accepté de présider notre jury.*

*M<sup>r</sup> A. REZIGAVA d'avoir accepté d'évaluer notre travail.*

*Sans oublier de présenter nos remerciements à : notre familles, nos enseignants et toutes nos amies.*

# *DEDICACE*

*Je dédie ce mémoire  
À mes parents,  
À ma famille,  
À mes amis,  
À tous ceux qui m'ont  
apporté leur aide.*

*BOUZIANE Mohamed*

# *DEDICACE*

*Je dédie ce mémoire*

*À mon cher fils Mohamed Houcine,*

*À mes parents*

*À ma famille,*

*À tous mes amis,*

*BENSAHA Abdeljallil*

**Table des matières**

**Introduction générale**

**Chapitre I : Généralités**

I.1. Présentation du projet .....	2
I.2. Données géotechniques du site.....	2
I.3.Caractéristiques structurales.....	2
I.3.1 Ossature et système de contreventement .....	3
I.3.2 Les planchers.....	3
I.3.3. La maçonnerie .....	3
I.3.4. L’acrotère.....	3
I.4. Règlements et normes utilisés .....	3
I.5. Caractéristiques des matériaux .....	3
I.5.1. Béton.....	4
I.5.2. Acier .....	5
I.6. Les actions et sollicitations .....	7
I.6.1. Actions.....	7
I.6.2. Sollicitations .....	7
I.7. Combinaisons d’actions .....	7

**Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments**

II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires .....	10
II.1.1. Plancher .....	10
II.1.1.1. Plancher à corps creux .....	10
II.1.1.2. Plancher à dalle pleine .....	13
II.1.2. Escaliers.....	15
II.1.2.1. Pré dimensionnement des escaliers .....	16
II.1.3. Acrotère .....	18
II.2. Pré dimensionnement des éléments principaux.....	18
II.2.1. Poutres .....	18
II.2.2. Poteaux .....	20
II.2.3. Les voiles .....	20
II.3. Evaluation des charges et surcharges .....	21
II.3.1. Charges permanentes.....	21
II.3.2. Charges d’exploitation.....	23
II.4. Evaluation des charges et surcharges .....	24
II.5. Pré dimensionnement des Poteaux à l’ELU.....	24
II.5.1. Poteau Central P1 .....	24
II.5.2. Poteau de la cage d’escaliers P2.....	26
II.6. Vérification du poteau .....	29

**Chapitre III : Etude des éléments secondaires**

III.1.Calcul des planchers.....	35
III.1.1.Calcul du plancher à corps creux .....	35
III.1.1.1.Etude des poutrelles .....	35
III.1.1.2.Etude de la dalle de compression .....	62
III.1.2.Calcul des planchers à dalle pleine .....	63

III.2. Etude des escaliers .....	83
III.3. Etude de la poutre palière .....	88
III.3.1. Dimensionnement .....	88
III.3.2. Calcul de la poutre palière .....	88
III.3.2.1 Calcul à la flexion simple .....	88
III.3.2.2 Calcul à la torsion .....	90
III.4. Etude de la poutre de chaînage .....	92
III.4.1. Dimensionnement .....	92
III.4.2. Condition de la flèche .....	92
III.4.3. Calcul des sollicitations .....	92
III.5. Etude de l'ascenseur .....	95
III.5.1. Dimensionnement de la dalle .....	95
III.5.2. Evaluation des charges et surcharges de la dalle ascenseur .....	95
III.5.3. Dalle de la salle machine .....	96
III.6. Etude de l'acrotère .....	102
III.6.1. Hypothèses de calculs .....	102
III.6.2. Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère .....	102
III.6.3. Calcul des sollicitations de l'acrotère .....	102

## Chapitre IV : Etude dynamique

### Partie I : Modélisation de la structure et étude sismique

IV.1. Introduction .....	109
IV.2. Modélisation .....	109
IV.3. Méthodes de calcul des forces sismiques .....	110
IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) .....	111
IV.5. Disposition des voiles de contreventements .....	114
IV.6. Justification des exigences du RPA99version2003 .....	115
IV.7. Conclusion .....	123

### Partie II : Etude des éléments structuraux

IV. 8. Etude des poutres .....	124
IV.8.1. Vérification des armatures selon le RPA99v2003 .....	126
IV.8.2. Vérifications à l'ELU .....	127
IV.8.3. Vérifications à l'ELS .....	128
IV.8.4. Schémas de ferrailage des poutres .....	130
IV.9. Etude des poteaux .....	132
IV.9.1. Recommandation du RPA99v2003 .....	132
IV.9.2. Sollicitations .....	134
IV.9.3. Ferrailage .....	135
IV.9.4. Vérifications nécessaires .....	141
IV.9.5. Schémas de ferrailage des poteaux .....	149
IV.10. Etude des voiles .....	151
IV.10.1. Définition .....	151
IV.10.2 Recommandations du RPA .....	151
IV.10.3. Exemple de calcul du voile VX1 .....	153
IV.10.4. Exemple de calcul du voile VY2 .....	156

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

V.1. Critères de choix et types de fondations .....	165
V.2. Combinaisons d'actions à considérer .....	165
V.3. Vérifications des types de fondations .....	166
V.4. Etude du radier nervuré .....	169
V.4.1. Dimensionnement du radier .....	169
V.4.2. Vérifications nécessaires .....	171
V.4.3. Ferrailage du radier .....	176
V.4.4. Vérifications à l'ELU .....	178
V.4.5. Vérifications à l'ELS .....	178
V.4.6. Ferrailage du débord .....	180
V.4.7. Schéma de ferrailage du débord .....	181
V.5. Etude des nervures .....	182
V.5.1. Calcul des sollicitations .....	182
V.5.2. Ferrailage des nervures .....	186
V.5.3. Vérifications à l'ELU .....	187
V.5.4. Vérifications à l'ELS .....	188
V.5.5. Schéma de ferrailage des nervures .....	189
V.6. Etude du mur périphérique .....	190
V.6.1. Evaluation des charges et surcharges .....	190
V.6.2. Calcul des sollicitations .....	191
V.6.3. Ferrailage du mur périphérique .....	192
V.6.4. Vérifications à l'ELU .....	192
V.6.5. Vérifications à l'ELS .....	193
V.6.6. Schéma de ferrailage du mur périphérique .....	195

## **Conclusion générale**

## **Bibliographie**

## **Annexes**

## **Plans Architecture**

Liste des figures

**Chapitre I :**

*Figure I.1.* Diagramme déformation – contrainte de béton ..... 4  
*Figure I.2.* Diagramme des contraintes limite du béton ..... 4  
*Figure I.3.* Diagramme contrainte déformation de l'acier ..... 6

**Chapitre II :**

*Figure II.1.* Schéma de disposition des poutrelles (RDC)..... 11  
*Figure II.2.* Coupe transversale d'un plancher à corps creux et d'une poutrelle ..... 12  
*Figure II.3.* Dalle sur deux appuis ..... 13  
*Figure II.4.* Dalle sur trois appuis ..... 14  
*Figure II.5.* Dalle sur trois appuis ..... 14  
*Figure II.6.* Dalle sur quatre appuis ..... 14  
*Figure II.7.* Dalle sur quatre appuis ..... 14  
*Figure II.8.* Schéma d'un escalier ..... 15  
*Figure II.9.* Schéma de l'escalier ..... 16  
*Figure II.10.* Schéma statique de l'escalier ..... 16  
*Figure II.11.* Schéma de l'acrotère ..... 18  
*Figure II.12.* Illustration d'un voile ..... 20  
*Figure II.13.* Surface afférente du poteau P1 ..... 24  
*Figure II.14.* Surface afférente du poteau P2 au niveau de la terrasse ..... 26  
*Figure II.15.* Surface afférente du poteau P2 de l'étage courant ..... 26  
*Figure II.16.* Section réduite du béton ..... 30

**Chapitre III :**

*Figure III.1.* Schéma représentatif d'un plancher à corps creux ..... 35  
*Figure III.2.* Coupe transversale d'une poutrelle..... 48  
*Figure III.3.* Ferrailage de la dalle de compression ..... 62  
*Figure III.4.* Dalle sur deux appuis D1 ..... 63  
*Figure III.5.* Dalle sur trois appuis D2..... 66  
*Figure III.6.* Dalle sur trois appuis D2..... 70  
*Figure III.7.* Schéma statique de la dalle D2..... 70  
*Figure III.8.* Dalle sur quatre appuis D3 ..... 73  
*Figure III.9.* Dalle sur quatre appuis D6..... 75  
*Figure III.10.* Schéma de ferrailage du panneau (D1) ..... 79  
*Figure III.11.* Coupe A-A du panneau (D1)..... 80  
*Figure III.12.* Schéma de ferrailage du panneau (D2') ..... 80  
*Figure III.13.* Coupe A-A du panneau (D2') ..... 80  
*Figure III.14.* Schéma de ferrailage du panneau (D2) ..... 81  
*Figure III.15.* Coupe A-A du panneau (D2)..... 81  
*Figure III.16.* Schéma de ferrailage du panneau (D3) ..... 81  
*Figure III.17.* Coupe A-A du panneau (D3)..... 82  
*Figure III.18.* Schéma de ferrailage du panneau (D6) ..... 82  
*Figure III.19.* Coupe A-A du panneau (D3)..... 83  
*Figure III.20.* Coupe en élévation de l'escalier (Partie A-B) ..... 83  
*Figure III.21.* Schéma statique de l'escalier (Partie A-B)..... 84  
*Figure III.22.* Section droite de l'escalier à ferrailer ..... 85

<i>Figure III.23.</i> Schéma de ferrailage de l'escalier .....	87
<i>Figure III.24.</i> Schéma statique de la poutre palière.....	88
<i>Figure III.25.</i> Section considérée dans le calcul de torsion .....	90
<i>Figure III.26.</i> Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	92
<i>Figure III.27.</i> Ferrailage de la poutre de chaînage .....	94
<i>Figure III.28.</i> Représentation d'un ascenseur à traction à câbles .....	95
<i>Figure III.29.</i> Schéma représentatif de la surface d'impact .....	96
<i>Figure III.30.</i> Ferrailage de la dalle salle machine .....	101
<i>Figure III.31.</i> Coupe A-A du panneau de dalle salle machine .....	101
<i>Figure III.32.</i> Section droite de l'acrotère à ferraille .....	104
<i>Figure III.33.</i> Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	107

### **Chapitre IV :**

<i>Figure IV.1.</i> Vue en 3D de la modélisation de la structure .....	109
<i>Figure IV.2.</i> Plan de disposition des voiles de contreventement .....	114
<i>Figure IV.3.</i> 1 <sup>er</sup> Mode de vibration -Translation suivant l'axe X-X.....	116
<i>Figure IV.4.</i> 2 <sup>ème</sup> Mode de vibration -Translation suivant l'axe Y-Y .....	116
<i>Figure IV.5.</i> 3 <sup>ème</sup> Mode de vibration -Rotation autour de l'axe Z-Z.....	117
<i>Figure IV.6.</i> Spectre de réponse (Selon X et Y) .....	117
<i>Figure IV.7.</i> Schéma d'exemple de dispositions constructives de la poutre principale .....	130
<i>Figure IV.8.</i> Schémas de ferrailage de la poutre principale de l'étage courant .....	130
<i>Figure IV.9.</i> Schémas de ferrailage de la poutre principale de la terrasse inaccessible .....	130
<i>Figure IV.10.</i> Schémas de ferrailage de la poutre secondaire de l'étage courant .....	131
<i>Figure IV.11.</i> Schémas de ferrailage de la poutre secondaire de la terrasse inaccessible .....	131
<i>Figure IV.12.</i> Zone nodale .....	132
<i>Figure IV.13.</i> Section d'un poteau.....	137
<i>Figure IV.14.</i> Section réduite .....	141
<i>Figure IV.15.</i> Section d'un poteau.....	142
<i>Figure IV.16.</i> Zone nodale .....	146
<i>Figure IV.17.</i> Schéma de ferrailage des poteaux (Entresol-3 <sup>ème</sup> étage) .....	150
<i>Figure IV.18.</i> Schéma de ferrailage des poteaux (4 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup> étage).....	151
<i>Figure IV.19.</i> Schéma de ferrailage des poteaux du (7-8 <sup>ème</sup> étage) .....	151
<i>Figure IV.20.</i> Schéma de ferrailage des poteaux du (9-10 <sup>ème</sup> étage) .....	151
<i>Figure IV.21.</i> Schéma des contraintes dans les voiles .....	155
<i>Figure IV.22.</i> Zone tendue et zone courante dans le voile .....	156
<i>Figure IV.23.</i> Schéma de ferrailage du voile VX1 de l'Entresol.....	157
<i>Figure IV.24.</i> Schéma de ferrailage du voile VY2 de l'Entresol.....	160

### **Chapitre V :**

<i>Figure V.1.</i> Vue en plan d'une semelle isolée .....	167
<i>Figure V.2.</i> Coupe 1-1 de la semelle .....	167
<i>Figure V.3.</i> Schéma des différentes files des semelles filantes .....	168
<i>Figure V.4.</i> Schéma d'une semelle filante.....	168
<i>Figure V.5.</i> Schéma représentatif du débord du radier.....	174
<i>Figure V.6.</i> Schéma représentatif de la zone d'impact de la charge concentrée.....	176
<i>Figure V.7.</i> Le panneau le plus sollicité.....	178
<i>Figure V.8.</i> Schéma de ferrailage du radier .....	181

<b>Figure V.9.</b> Schéma statique du débord.....	182
<b>Figure V.10.</b> Schéma de ferrailage du débord .....	183
<b>Figure V.11.</b> Schéma des lignes de ruptures.....	183
<b>Figure V.12.</b> Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x .....	185
<b>Figure V.13.</b> Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y .....	185
<b>Figure V.14.</b> Schéma statique de la nervure selon le sens x-x.....	185
<b>Figure V.15.</b> Schéma statique de la nervure selon le sens y-y.....	186
<b>Figure V.16.</b> Section à ferrailer .....	188
<b>Figure V.17.</b> Schémas de ferrailage des nervures .....	191
<b>Figure V.18.</b> Poussée des terres sur le mur périphérique .....	191
<b>Figure V.19.</b> Répartitions des contraintes sur le mur .....	192
<b>Figure V.20.</b> Schéma de ferrailage du mur périphérique .....	196

Liste des tableaux

**Chapitre I:**

**Tableau I.1.** Récapitulatif des caractéristiques des matériaux..... 8

**Chapitre II:**

**Tableau II.2.** Tableau récapitulatif des dimensions de l'escalier principal ..... 17

**Tableau II.2.** Tableau récapitulatif des dimensions de l'escalier principal ..... 18

**Tableau II.3.** Evaluation des charges pour terrasse inaccessible..... 21

**Tableau II.4.** Evaluation des charges pour terrasse accessible..... 21

**Tableau II.5.** Evaluation des charges pour étage courant ..... 22

**Tableau II.6.** Evaluation des charges pour murs extérieures ..... 22

**Tableau II.7.** Evaluation des charges pour le mur extérieur de la terrasse accessible ..... 22

**Tableau II.8.** Evaluation des charges pour volée ..... 23

**Tableau II.9.** Evaluation des charges pour le palier ..... 23

**Tableau II.10.** Poids des poteaux ..... 23

**Tableau II.11.** Charges et surcharges reprises par le poteau (P1) ..... 25

**Tableau II.12.** Résultats de la descente de charge du poteau (P1) ..... 25

**Tableau II.13.** Charges et surcharges reprises par le poteau (P2) ..... 27

**Tableau II.14.** Résultats de la descente de charge du poteau (P2) ..... 27

**Tableau II.15.** Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité (P2) ..... 29

**Tableau II.16.** Vérification au flambement du poteau le plus sollicité (P2) ..... 31

**Tableau II.17.** Résultats des exigences du RPA pour le poteau le plus sollicité P2..... 32

**Chapitre III:**

**Tableau III.3.** Tableau des différents types des poutrelles ..... 38

**Tableau III.2.** Tableau des charges revenant aux poutrelles..... 39

**Tableau III.3.** Tableau des vérifications des conditions d'application de la méthode forfaitaire .. 39

**Tableau III.4.** Sollicitations max dans les différents types de poutrelles de l'étage courant ..... 45

**Tableau III.5.** Sollicitations max dans les différents types de poutrelles de l'étage 10..... 46

**Tableau III.6.** Sollicitations max dans les différents types de poutrelles de la terrasse ..... 47  
Inaccessible

**Tableau III.7.** Tableau des sollicitations maximales pour les différents planchers..... 47

**Tableau III.8.** Calcul du ferrailage longitudinal à l'ELU des différents niveaux..... 58

**Tableau III.9.** Vérifications nécessaires à l'ELU..... 59

**Tableau III. 10.** Vérification des contraintes à l'ELS..... 59

**Tableau III.11.** Tableau récapitulatif des vérifications des flèches des différents niveaux ..... 60

**Tableau III. 12.** Nouvelles sections d'armatures en travée des poutrelles de l'étage 10 ..... 61  
et Terrasse inaccessible et vérification de la flèche admissible.

**Tableau III. 13.** Schémas de ferrailage des poutrelles des différents niveaux ..... 61

**Tableau III. 14.** Estimation des moments dans le panneau (D1) ..... 63

**Tableau III.15.** Ferrailage du panneau (D1) ..... 64

**Tableau III.16.** Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS du panneau (D1) ..... 66

**Tableau III.17.** Tableau récapitulatif des moments dans le panneau (D2')..... 67

**Tableau III.18.** Ferrailage du panneau (D2')..... 67

**Tableau III.19.** Tableau des vérifications de l'effort tranchant dans le panneau (D2')..... 68

**Tableau III.20.** Tableau des vérifications des contraintes à l'ELS dans le panneau (D2')..... 68

<b>Tableau III.21.</b> Tableau récapitulatif de la vérification de la flèche du panneau (D2') .....	69
<b>Tableau III.22.</b> Ferrailage du panneau (D2) .....	71
<b>Tableau III.23.</b> Tableau des vérifications de l'effort tranchant dans le panneau (D2) .....	71
<b>Tableau III.24.</b> Tableau des vérifications des contraintes à l'ELS dans le panneau (D2) .....	71
<b>Tableau III.25.</b> Tableau récapitulatif de la vérification de la flèche du panneau (D2).....	72
<b>Tableau III.26.</b> Estimation des moments dans le panneau (D3) .....	74
<b>Tableau III.27.</b> Ferrailage du panneau (D3) .....	74
<b>Tableau III.28.</b> Vérification de l'effort tranchant dans le panneau (D3).....	74
<b>Tableau III. 29.</b> Tableau des vérifications des contraintes à l'ELS dans le panneau (D3).....	75
<b>Tableau III.30.</b> Estimation des moments dans le panneau (D6) .....	76
<b>Tableau III.31.</b> Ferrailage du panneau (D6) .....	76
<b>Tableau III.32.</b> Vérification de l'effort tranchant dans le panneau (D6).....	76
<b>Tableau III. 33.</b> Tableau des vérifications des contraintes à l'ELS dans le panneau (D6) .....	77
<b>Tableau III.34.</b> Tableau récapitulatif de la vérification de la flèche du panneau (D6).....	77
<b>Tableau III.35.</b> Sollicitations dans l'escalier .....	84
<b>Tableau III.36.</b> Ferrailage de l'escalier .....	85
<b>Tableau III. 37.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS .....	86
<b>Tableau III. 38.</b> Résultats de la vérification de la flèche de l'escalier.....	87
<b>Tableau III.39.</b> Résultats du ferrailage de la poutre palière en flexion simple .....	89
<b>Tableau III. 40.</b> Tableau récapitulatif des vérifications des contraintes à l'ELS .....	91
<b>Tableau III.41.</b> Résultats de ferrailage la poutre de chaînage.....	93
<b>Tableau III.42.</b> Vérification des contraintes à l'ELS de la poutre de chaînage .....	94
<b>Tableau III.43.</b> Ferrailage de la salle machine.....	99
<b>Tableau III.43.</b> Vérification de l'effort tranchant de la salle machine .....	99
<b>Tableau.III.45.</b> Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle salle machine .....	100
<b>Tableau III.46.</b> Charges revenant à l'acrotère.....	102
<b>Tableau III.47.</b> Combinaisons d'actions de l'acrotère .....	103
<b>Tableau III.48.</b> Ferrailage de l'acrotère.....	104

**Chapitre IV:**

<b>Tableau IV.1.</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	113
<b>Tableau IV.2.</b> Périodes et taux de participation massique de la structure.....	115
<b>Tableau IV.3.</b> Facteurs de direction modale .....	115
<b>Tableau IV.4.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques.....	118
<b>Tableau IV.5.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques après majoration de l'action ....	118
Sismique	
<b>Tableau IV.6.</b> Résultats de l'interaction sous charges verticales .....	119
<b>Tableau IV.7.</b> Résultats de l'interaction sous charges horizontales .....	119
<b>Tableau IV.8.</b> Vérification de l'effort normal réduit .....	120
<b>Tableau IV.9.</b> Vérification des déplacements .....	121
<b>Tableau IV.10.</b> Vérification de l'effet P- .....	122
<b>Tableau IV.11.</b> Dimensions finales des éléments structuraux.....	123
<b>Tableau IV.12.</b> Sollicitations maximales dans les poutres.....	126
<b>Tableau IV.13.</b> Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	126
<b>Tableau IV.14.</b> Vérification des contraintes tangentielles .....	128
<b>Tableau IV.15.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	128
<b>Tableau IV.16.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton.....	128
<b>Tableau IV.17.</b> Vérification des conditions de la flèche des poutres .....	129

<b>Tableau IV.18.</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	133
<b>Tableau IV.19.</b> Sollicitations maximales dans les poteaux.....	134
<b>Tableau IV.20.</b> Sollicitations et ferrailages des poteaux.....	138
<b>Tableau IV.21.</b> Ferrailage transversal des poteaux .....	140
<b>Tableau IV.22.</b> Vérification au flambement des poteaux .....	142
<b>Tableau IV.23.</b> Vérification des contraintes dans les poteaux .....	143
<b>Tableau IV.24.</b> Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux .....	145
<b>Tableau IV.25.</b> Moments résistants dans les poutres.....	146
<b>Tableau IV.26.</b> Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux .....	147
<b>Tableau IV.27.</b> Vérification des zones nodales dans le sens principal .....	147
<b>Tableau IV.28.</b> Vérification des zones nodales dans le sens secondaire .....	148
<b>Tableau IV.29.</b> Ferrailage longitudinal final des poteaux.....	148
<b>Tableau IV.30.</b> Vérification des zones nodales dans le sens principal après augmentation .....	149
du ferrailage	
<b>Tableau IV.31.</b> Vérification des zones nodales dans le sens secondaire après augmentation.....	149
du ferrailage	
<b>Tableau IV.32.</b> Sollicitations du voile VX1 de l'Entresol .....	154
<b>Tableau IV.33.</b> Sollicitations du voile VY2 de l'Entresol .....	157
<b>Tableau IV.34.</b> Sollicitations et ferrailages du voile VX1 .....	160
<b>Tableau IV.35.</b> Sollicitations et ferrailages du voile VX3 .....	161
<b>Tableau IV.36.</b> Sollicitations et ferrailages du voile VX5 .....	162
<b>Tableau IV.37.</b> Sollicitations et ferrailages du voile VY2 .....	162
<b>Tableau IV.38.</b> Sollicitations et ferrailages du voile VY3 .....	163

**Chapitre V:**

<b>Tableau V.1.</b> Somme des efforts normaux des différentes files de semelles filantes .....	168
<b>Tableau V.2.</b> Tableau de ferrailage du radier .....	179
<b>Tableau V.3.</b> Vérification des contraintes à l'ELS du radier .....	180
<b>Tableau V.4.</b> Calcul des armatures du radier à l'ELS.....	180
<b>Tableau V.5.</b> Vérification des contraintes à l'ELS du radier après augmentation du ferrailage ..	181
<b>Tableau V.6.</b> Tableau de ferrailage du débord .....	182
<b>Tableau V.7.</b> Vérification des contraintes du débord .....	182
<b>Tableau V.8.</b> Vérification des contraintes à l'ELS du débord après augmentation .....	183
du ferrailage	
<b>Tableau V.9.</b> Chargement sur les travées du sens x-x .....	186
<b>Tableau V.10.</b> Chargement sur les travées du sens y-y.....	186
<b>Tableau V.11.</b> Sollicitations dans les nervures à l'ELU dans les deux sens .....	187
<b>Tableau V.12.</b> Sollicitations dans les nervures à l'ELS dans les deux sens .....	187
<b>Tableau V.13.</b> Tableau des résultats du ferrailage des nervures.....	188
<b>Tableau V.14.</b> Vérification des contraintes des nervures à l'ELS .....	190
<b>Tableau V.15.</b> Calcul des armatures des nervures à l'ELS .....	190
<b>Tableau V.16.</b> Vérification des contraintes dans les nervures après augmentation .....	190
du ferrailage	
<b>Tableau V.17.</b> Ferrailage de voile périphérique .....	194
<b>Tableau V.18.</b> Vérification des contraintes à l'ELS .....	195
<b>Tableau V.19.</b> Calcul des armatures du mur périphérique à l'ELS .....	196
<b>Tableau V.20.</b> Vérification des contraintes dans le mur après augmentation du ferrailage .....	196

# Tableau des symboles et notations

## Tableau des symboles et notations

Symboles	Notations
$A_r$	Aire d'une section d'acier de répartition
$A_t$	Aire d'une section d'acier transversal
$A_s$	Aire d'une section d'acier
$B$	La largeur (m)
$B_r$	Section réduite du béton
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier
$E_{vj}$	Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour
$E_{ij}$	Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour
$f_{cj}$	Résistance caractéristique de compression à j jour
$f_{tj}$	Résistance caractéristique de traction à j jour
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier
$G$	Charges permanente
$Q$	Charges d'exploitation
$E$	Actions accidentelles
$q_u$	Charges réparties ultime
$q_s$	Charges réparties de service
$I$	Moment d'inertie
$M_u$	Moment de calcul ultime
$M_s$	Moment de calcul de service
$N_u$	Effort normal ultime
$N_s$	Effort normal de service
$V$	Effort tranchant
$S$	Surface plane de la structure
$d$	Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée
$e$	Epaisseur
$L$	Longueur

## Tableau des symboles et notations

$L_r$	Longueur de recouvrement
$l_f$	Longueur de flambement
$I$	Rayon de giration
$\lambda$	Elancement
$\mu_{bu}$	Moment ultime réduit
$\nu$	Coefficient de poisson
$\sigma_{bc}$	Contrainte du béton à la compression
$\sigma_s$	Contrainte de l'acier à la traction
$\nu_t$	Diamètre des armatures transversales
$\tau$	Contrainte tangentielle de cisaillement
$\eta$	Coefficient de fissuration
$l_r$	Longueur de recouvrement
$\xi_{bc}$	Raccourcissement relatif du béton
$\xi_s$	Allongement relatif de l'acier tendu
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité du béton
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité de l'acier
$\gamma$	Poids spécifique déjaugé
$A$	Coefficient d'accélération de la zone
$C_T$	Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
$C_u$	La cohésion du sol (KN/m <sup>2</sup> )
$D$	Facteur d'amplification dynamique moyen
<b>ELS</b>	Etat limite de service
<b>ELU</b>	Etat limite ultime
$F_s$	Coefficient de sécurité = 1.5
$Q$	Facteur de qualité
$R$	Coefficient de comportement global
$P$	Poids du radier (KN)
$N$	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU)
$S_{rad}$	Surface du radier (m <sup>2</sup> )

## Tableau des symboles et notations

<b>S<sub>bat</sub></b>	Surface totale du bâtiment (m <sup>2</sup> )
<b>S<sub>t</sub></b>	Espacement des armatures
<b>W</b>	Poids propre de la structure.
<b>W<sub>Qi</sub></b>	Poids dû aux charges d'exploitation
<b>W<sub>Gi</sub></b>	Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels
<b>Z</b>	Bras de levier
<b>f</b>	Flèche
<b>f<sub>e</sub></b>	Limite d'élasticité
<b>h<sub>t</sub></b>	Hauteur total du radier (m)
<b>h<sub>N</sub></b>	Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
<b>σ</b>	Contrainte normale (MPa)
<b>ν</b>	Angle de frottement interne du sol (degrés)
<b>σ<sub>adm</sub></b>	Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars)
<b>ξ</b>	Pourcentage d'amortissement critique
<b>h<sub>t</sub></b>	Hauteur de la nervure (cm)

## Introduction générale

De nos jours, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

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

Afin de permettre au mieux l'assimilation des connaissances acquises durant le cursus de formation, ce mémoire de fin d'études permet la préhension des différents éléments pratiques et extérieurs opportunément complémentaires au cursus universitaire, ce qui tend à représenter un avantage capital lors de l'immersion en milieu professionnel.

L'étude d'un bâtiment en R+10+Entresol sis à BIR DJIR (ORAN), à usage d'habitation et commercial, sera présentée selon un schéma précis ayant défini l'étude en elle-même qui sera articulée autour de cinq chapitres.

Après avoir effectué un pré dimensionnement de notre structure, une étude des éléments secondaires sera effectuée mettant l'accent sur l'étude des différents éléments non structuraux, suite à cela une étude dynamique sera établie dans le but est de déterminer le comportement idéal du bâtiment, ainsi que les efforts engendrés par les différentes sollicitations pour chacun des éléments structuraux, afin de procéder à leur étude et d'établir le ferrailage adéquat. Et enfin une dernière partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure.

Une conclusion générale permettra de tirer les principaux enseignements de ce projet.

# Chapitre I

Généralités

### I.1. Présentation du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en béton armé (R+10+Entresol) avec Duplex et terrasse inaccessible, de forme en 'T' faisant partie d'une promotion immobilière Résidence SOUMMAM ». Destiné à usage commercial au niveau de l'entresol, et d'habitation aux étages supérieurs.

Ce bâtiment appartient au projet des 194 logements (Bloc G), implanté au lieu dit **BELGAID** Daïra **BIR EL DJIR**, Wilaya **D'oran**. D'après le règlement parasismique Algérien RPA 99V2003 est classée en zone de moyenne sismicité (Zone II-a), groupe d'usage 2.

Le bâtiment présente une hauteur totale de 34,74m (sans acrotère), une longueur de 27,80m et une largeur de 14,70m.

### I.2. Données géotechniques du site

D'après les résultats de l'étude du sol réalisée par le laboratoire d'analyses géotechniques travaux publics ouest « L T P O » suite à la demande du maître d'ouvrage SARL ZERGUINI, une série d'essais in-situ et au laboratoire a été réalisée dans le but de caractériser le sol.

Le terrain étudié est constitué essentiellement par une terre végétale, et des argiles beiges reposant sur des argiles marneuses alternées et friables.

Compte tenu des résultats des essais au standard pénétration test « SPT » et au pénétromètre dynamique : la contrainte admissible est limitée à **1,7 bars**.

Les résultats des essais réalisés dans l'assiette du projet, ont permis de classer le site en **Catégorie S3 « site meuble »** selon le RPA99v2003.

D'après les résultats des essais réalisés, le terrain est recouvert en sa totalité par une mince couche de terre végétale d'épaisseur variable entre 0,40m à 0,70m par conséquent il faut opter pour des fondations de type superficielles pour l'ensemble des blocs à savoir : Radier général ou semelles filantes bien rigidifiées entre elles par des longrines, ancrées d'au moins de **2,50m** de profondeur par rapport au terrain naturel.

L'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande de type non consolidé non drainé (UU) a été effectué sur des échantillons prélevés lors des sondages carottés : au niveau de la couche comprise entre -5,60m à -6,10m indique un angle de frottement de  $\varphi_u=19,29^\circ$  et une cohésion  $C_u=0,26$  bars.

Les densités humides et sèches varient respectivement de (2,15 t/m<sup>3</sup> à 2,08 t/m<sup>3</sup>), et (1,87 t/m<sup>3</sup> à 1,79 t/m<sup>3</sup>).

Suite à l'ensemble des résultats obtenus, il convient d'assurer un drainage rigoureux des lieux car le site présente un risque d'érosion.

### **I.3. Caractéristiques structurales**

#### **I.3.1 Ossature et système de contreventement**

Le bâtiment étudié présente une hauteur totale de 34,74m, ce qui nécessite selon le RPA99V2003, l'utilisation d'un système de contreventement autre que les portiques auto-stables. Le système qu'on suppose préalablement est le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction portiques-voiles.

#### **I.3.2 Les planchers**

Dans ce bâtiment nous avons deux types de planchers :

Les planchers en corps creux semi préfabriqués avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

Les portes à faux, ainsi que la dalle de la cage d'ascenseur seront réalisées en dalles pleines.

#### **I.3.3. La maçonnerie**

Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses à double parois (Celle de l'intérieur de 10cm d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air d'épaisseur de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs (cloisons de séparation) sont réalisés en simple paroi de briques de 10cm d'épaisseur.

#### **I.3.4. L'acrotère**

C'est un élément en béton armé il entoure les extrémités du dernier niveau (terrasse inaccessible) encastré à sa base au plancher.

L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade, mais aussi d'éviter un écoulement de ces dernières à travers les isolations du plancher au niveau de la terrasse.

### **I.4. Règlements et normes utilisés**

L'étude de ce projet est faite suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie par ces règlements :

- DTR-BC 2.41 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- DTR-BC 2.48 (Règles parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003).
- BAEL 99 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC 2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- DTR-BC 2.331 (Règles de calculs des fondations superficielles).

### **I.5. Caractéristiques des matériaux**

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91/99.

**I.5.1. Béton**

On appelle béton le matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables de ciment, de granulats et d'eau, et béton armé le matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers destinés à équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste peu ou mal. La masse volumique des bétons courant est comprise entre 2200 kg/m<sup>3</sup> et 2500 kg/m<sup>3</sup>.

**Résistance caractéristique**

Pour cet ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la compression est de 25 MPa prévue à 28 jours, et par conséquent la résistance à la traction du béton à « j » jours, notée :  $f_{tj}$  est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{tj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Art. A.1.2.1.2)}$$

Pour notre projet :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

**Contraintes limites**

Pour le calcul de la contrainte limite à l'ELU, on admet le diagramme parabole-rectangle simplifié de la (figure I.1) suivant :

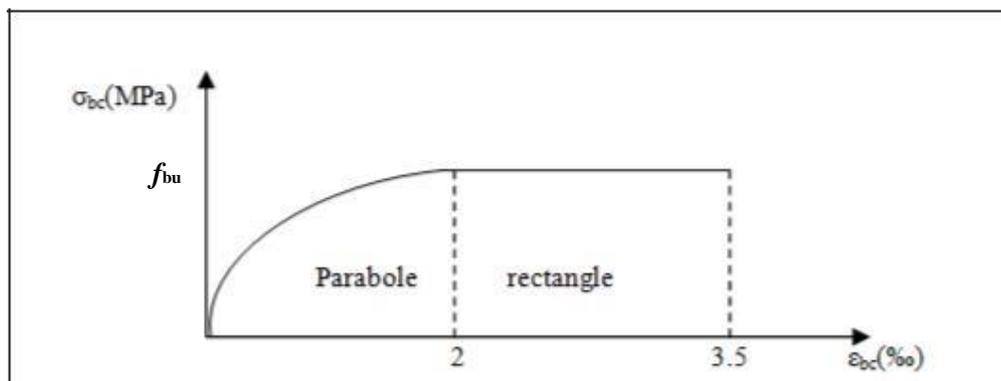


Figure I.1. Diagramme déformation – contrainte du béton.

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{et donc } \Rightarrow f_{bu} = \begin{cases} 14,2 \text{ MPa} & \text{Pour les situations durables.} \\ 18,48 \text{ MPa} & \text{Pour la situation accidentelle.} \end{cases}$$

Pour le calcul des contraintes à l'ELS, on admet le diagramme triangulaire de la (figure I.2) suivant :

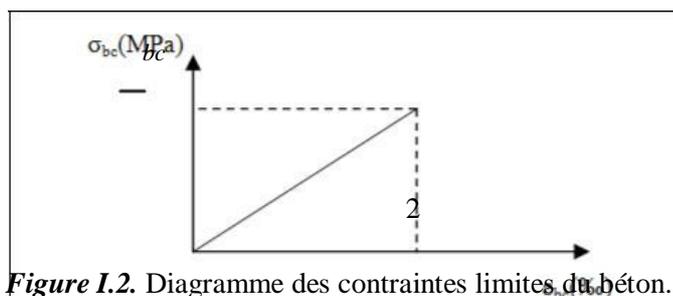


Figure I.2. Diagramme des contraintes limites du béton.

La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

### Module de déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton : le module de Young instantané  $E_{ij}$  (pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h) et le module de Young différé  $E_{vj}$  (pour des charges de longue durée d'application) :

$$E_{vj} = (1/3) \times E_{ij} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93})$$

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93})$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{28} = 32164, 20 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 10721, 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

### d) Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson ( $\nu$ ) est le rapport entre la déformation transversale relative à la déformation longitudinale.

L'ELU :  $\nu=0 \Rightarrow$  Pour le calcul des sollicitations.

L'ELS :  $\nu=0,2 \Rightarrow$  Pour le calcul des déformations.

### e) Module de déformation transversale du béton

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times \nu + 1} \quad \text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \rightarrow G = 0,5 \times E_{ij} \\ \nu = 0,2 \rightarrow G = 0,42 \times E_{ij} \end{array} \right.$$

### I.5.2. Acier

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue deux types d'armatures pour cette étude :

Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA) de nuance FeE400 :

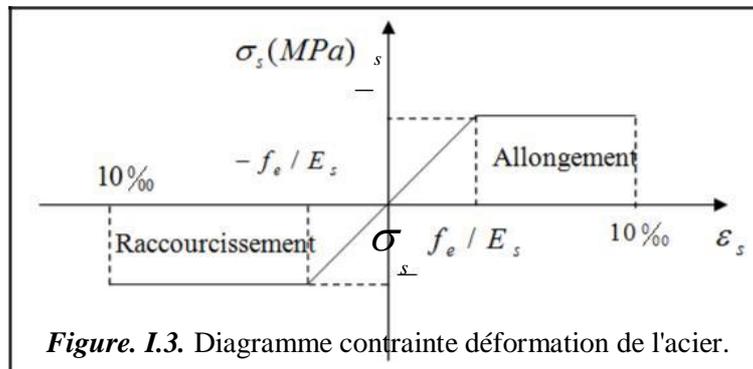
Selon (**Art.7.2.2 du RPA99**) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec  $f_e \leq 500 \text{ MPa}$  et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

Les treillis soudés (TS) de nuance FeE500 :

Ils sont utilisés comme armatures dans les dalles de compression.

**I.5.2.1. Contraintes limites  
ELU**

Pour le calcul, on utilise le diagramme de contraintes-déformations suivant :



$$\begin{cases} \sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10 \text{‰} \\ \bar{\sigma}_s = E \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases} \Rightarrow \text{Avec } \varepsilon_{se} = f_e / \gamma_s \times E_s$$

Tel que :

- $\gamma_s = 1,15$  pour une situation durable.
- $\gamma_s = 1$  pour une situation accidentelle.
- $\varepsilon_s$  : Allongement relatif.
- $E_s = 2 \times 10^5$  MPa .....Module d'élasticité longitudinal de l'acier.

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Situation durable.} \\ \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

**ELS**

La limitation des ouvertures des fissures est en fonction des contraintes dans les armatures, donc la valeur de ( $\sigma_s$ ) est donnée selon le type de la fissuration.

- 1- Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- 2- Fissuration nuisible : (Cas des éléments exposés aux intempéries)

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

$$\sigma_s \leq \min \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \times f_e ; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \Rightarrow \sigma_s \leq 201,6 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (A.4.5.3.3)}$$

- 3- Fissuration très nuisible: (Cas des éléments exposés aux milieux agressifs)

$$\sigma_s \leq \min \left[ 0,5 \times f_e ; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93 (A4.5.3.4)}$$

$$\sigma_s \leq 164,97 \text{ MPa}$$

Avec  $\eta$  coefficient de fissuration :  $\eta = 1, 6$  : pour les aciers de haute adhérence.

## I.6. Les actions et sollicitations

### I.6.1. Actions

C'est l'ensemble des actions, auxquelles l'ouvrage sera soumis. Elles sont classées en 3 catégories, en fonction de leur fréquence d'apparition.

On distingue trois types d'actions :

#### 1. Les actions permanentes (G) :

L'intensité reste constante ou très peu variable dans le temps, elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
- La poussée des terres et liquides.
- Le poids des cloisons, revêtements.

#### Les actions variables (Qi) :

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Charges d'exploitation.
- Charges appliquées en cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait.

#### Les actions accidentelles (FA) :

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application, on cite :

- Séismes (E).
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosions.
- Avalanches.

### I.6.2. Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme de forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

## I.7. Combinaisons d'actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{array}{l}
 \text{Situation durable} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right. \\
 \text{Situation accidentelle} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \text{ (Pour les poteaux dans les ossatures auto-} \\ \text{stables)} \quad \left| \quad \left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{array}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} G : \text{Charges permanentes.} \\ Q : \text{Charges d'exploitation.} \\ E : \text{L'action du séisme.} \end{array} \right.$$

### Conclusion

Le tableau ci-dessous résume les caractéristiques des matériaux utilisés :

**Tableau I.1.** Récapitulatif des caractéristiques des matériaux

Béton	Acier
$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	Fe400 et Fe500 (MPa)
$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$	$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$
$\gamma_b = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ (Situation durable)
$E_{ij} = 32164, 20 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$ (Situation accidentelle)
$E_{vj} = 10721, 40 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_s = 201, 63 \text{ MPa}$ (FN)
$f_{bu}^{S.Courante} = 14, 20 \text{ MPa} / f_{bu}^{S.Accidentelle} = 18, 48 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_s = 164, 97 \text{ MPa}$ (FTN)
$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	$\eta = 1,6$

# **Chapitre II**

Pré dimensionnement des éléments

## Introduction

Le but de ce chapitre est de déterminer les dimensions des différents éléments de notre bâtiment, avant de les étudier. Pour déterminer ces dimensions on utilise les différents règlements suivants :

BAEL91  
CBA 93  
RPA99v2003

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils sont susceptibles d'être augmentés après les vérifications dans la phase du dimensionnement final.

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

Les éléments secondaires : sont des éléments ne faisant pas partie du système de contreventement (planchers, poutrelles, balcons, escaliers).

#### II.1.1. Plancher

Le plancher est une structure horizontale rigide qui sépare entre les différents niveaux de la structure et qui permet de transmettre les charges et les surcharges aux éléments porteurs (Poutres, poteaux, voiles). Comme il permet d'assurer la fonction d'isolation thermique et phonique, on distingue deux types de planchers :

Plancher à corps creux.  
Plancher à dalle pleine.

##### II.1.1.1. Plancher à corps creux

Il est constitué de :

Corps creux : Dont le rôle est le remplissage, sans aucune fonction de résistance.  
Poutrelles : Eléments résistants du plancher.  
Dalle de compression : C'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.  
Treillis soudé.

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

$$h \geq \frac{l}{22,5}$$

h : Hauteur totale du plancher.

: La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

Le choix du sens de disposition des poutrelles se fait par rapport aux critères suivant :

- Le critère de la plus petite portée.
- Le critère de continuité.

Pour notre projet la disposition est effectuée selon le premier critère et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure ci-dessous :

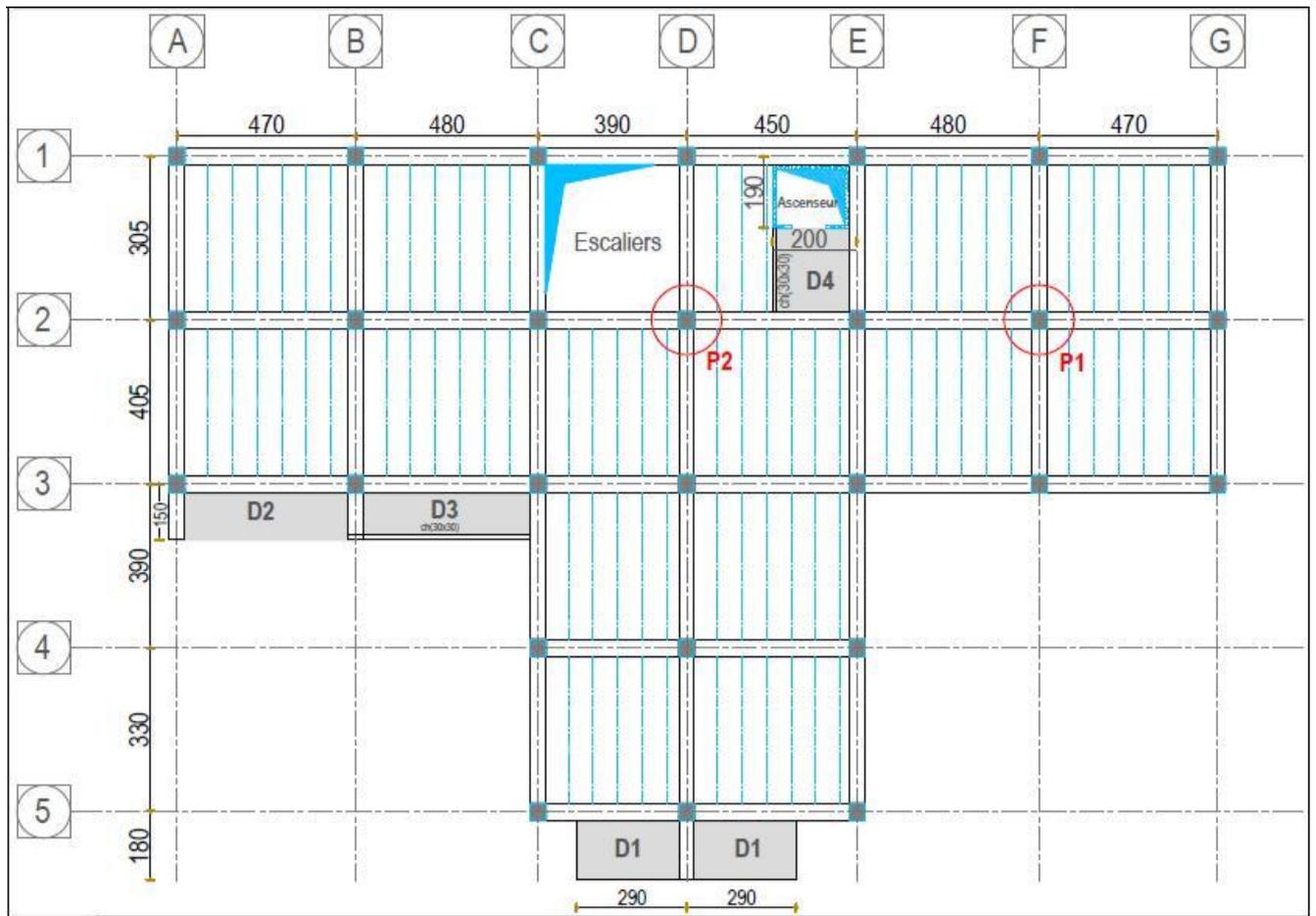


Figure II.1. Schéma de disposition des poutrelles (RDC)

**Remarque :** Les schémas de disposition des poutrelles des autres niveaux sont présentés dans l'annexe 01.

D'après la disposition des poutrelles choisie :  $L_{max} = 375 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 16,66$ .

Alors, on opte pour un plancher (16 + 4) :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ \text{total} \end{array} \right.$$

### Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments en béton armé, qui assurent la transmission des charges aux poutres. Elles sont caractérisées par leur faible section et se calculent comme des sections en T (voir figure II.2).

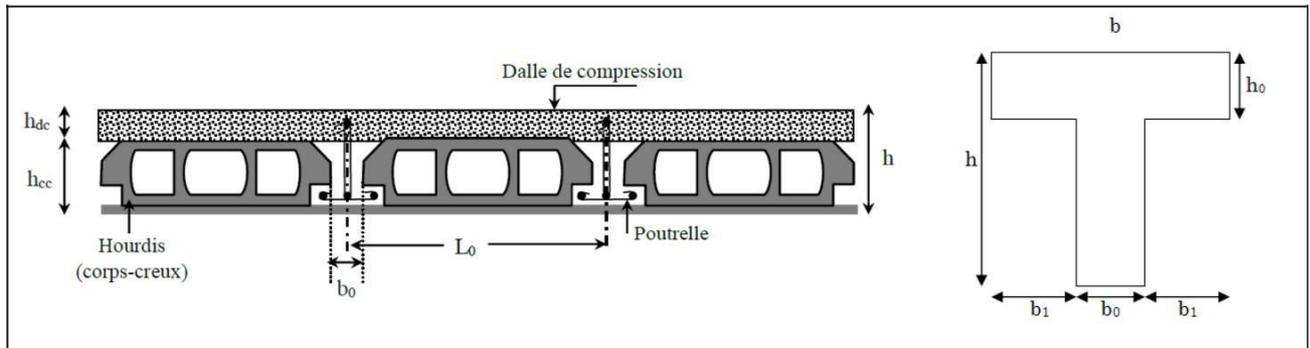


Figure II.2. Coupe transversale d'un plancher à corps creux et d'une poutrelle.

Les caractéristiques de la section en T sont les suivantes :

- |  $h_{dc}$  : Hauteur de la dalle de compression
- | |  $h_{cc}$  : Hauteur du corps creux
- |  $b_0$  : Largeur de la nervure
- | |  $L_0$  : Distance entre axe des poutrelles

Avec :

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$- b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 16 \text{ cm}) \text{ soit } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$- \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left( \frac{l_x}{2} ; \frac{l_y}{10} \right) \quad \text{CBA93 (Art. A.4.1.3)}$$

$L_x$  : Distance entre nus de deux poutrelles successives :  $L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$ .

$L_y$  : Distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles :  $L_y = 305 - 30 = 275 \text{ cm}$

Et donc :  $b \leq 65 \text{ cm}$

Soit :  $b = 65 \text{ cm}$ .

**II.1.1.2. Plancher à dalle pleine**

Les dalles sont des éléments horizontaux d'épaisseur mince en béton armé coulés sur place. Ils sont caractérisés par leur petite portée  $L_x$  et  $L_y$  la grande portée.

Le dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher dépend des critères suivants :

**Critère de résistance :**

$e \geq 20 l_x \rightarrow$  Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

$\underline{35} l_x \leq e \leq \underline{30} l_x \rightarrow$  Pour une dalle sur quatre appuis avec  $< 0,4$  **(CBA93)**

$\underline{45} l_x \leq e \leq \underline{40} l_x \rightarrow$  Pour une dalle sur trois ou 4 appuis avec  $\geq 0,4$

**Critère de coupe-feu :**

$e \geq 7\text{cm} \rightarrow$  Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11\text{cm} \rightarrow$  Pour deux heures de coupe-feu.

**(CBA93)****Critère d'isolation**

**Phonique:**  $e \geq 14\text{ cm}$

**(CBA93)**

Ce critère sera pris en compte, pour les panneaux de dalles qui constituent un espace intérieur sortant.

**Remarque :**

Pour notre projet on dispose de plusieurs types de dalles pleines (2 appuis perpendiculaires, 3 appuis, 4 appuis), on expose pour chaque type le cas le plus défavorable.

**1- Dalle pleine sur deux appuis : Panneau D1 (Annexe 1.a)**

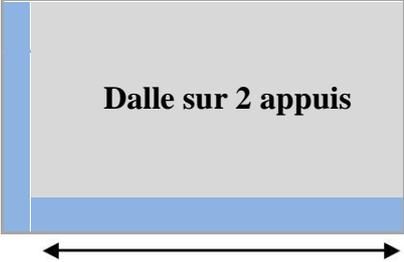
Dalle sur 2 appuis  $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,65}{2,75} = 0,6 \geq 0,4$

La dalle fléchit en deux sens.

1<sup>er</sup> Critère de résistance :

$\frac{165}{45} \leq e \leq \frac{165}{40} \rightarrow 3,66 \leq e \leq 4,125$

$L_x = 1,65\text{m}$



$L_y = 2,75\text{ m}$

**Figure II.3.** Dalle sur deux appuis

**2- Dalle pleine sur trois appuis : Panneau D2 (Annexe 1.a)**

Dalle sur 3 appuis  $\rho = \frac{1,35}{4,4} = 0,31 \leq 0,4$   
 → La dalle fléchie en un seul sens.  
 1<sup>er</sup> Critère de résistance :  
 $\frac{135}{35} \leq e \leq \frac{135}{30} \rightarrow 3,85 \leq e \leq 4,50$

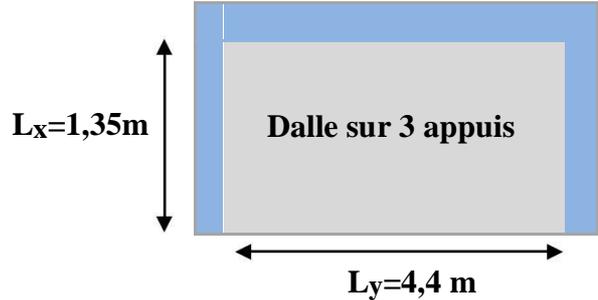


Figure II.4. Dalle sur trois appuis

**3- Dalle pleine sur trois appuis : Panneau D2' du 9<sup>ème</sup> étage (Annexe 1.i)**

Dalle sur 3 appuis  $\rho = \frac{1,50}{3} = 0,5 \geq 0,4$   
 → La dalle fléchie en deux sens.  
 1<sup>er</sup> Critère de résistance :  
 $\frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \rightarrow 3,33 \leq e \leq 3,75$

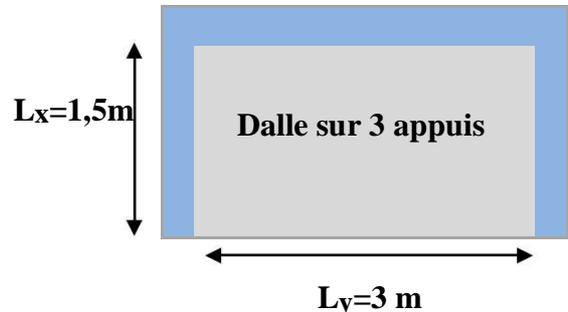


Figure II.5. Dalle sur trois appuis

**4- Dalle pleine sur quatre appuis :Panneau D3 (Annexe 1.a)**

Dalle sur 4 appuis  $\rho = \frac{1,35}{4,50} = 0,3 \leq 0,4$   
 → La dalle fléchie en un seul sens.  
 1<sup>er</sup> Critère de résistance :  
 $\frac{135}{35} \leq e \leq \frac{135}{30} \rightarrow 3,85 \leq e \leq 4,50$

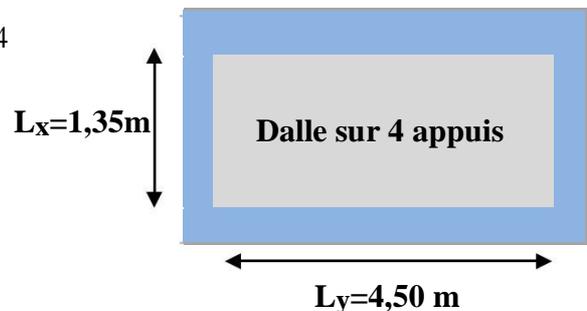


Figure II.6. Dalle sur quatre appuis

**5- Dalle pleine sur quatre appuis : Panneau D6 du 10<sup>ème</sup> étage (Annexe 1.j)**

Dalle sur 4 appuis  $\rho = \frac{2,75}{4,20} = 0,65 \geq 0,4$   
 → La dalle fléchie en deux sens.  
 1<sup>er</sup> Critère de résistance :  
 $\frac{275}{45} \leq e \leq \frac{275}{40} \rightarrow 6,11 \leq e \leq 6,87$

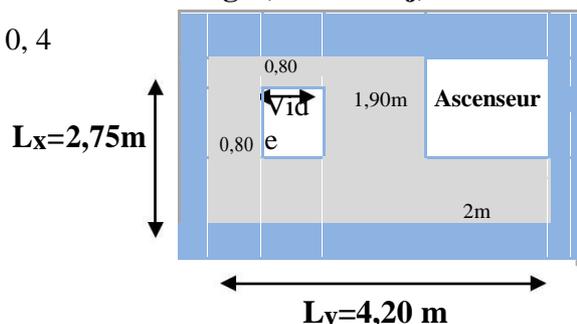


Figure II.7. Dalle sur quatre appuis

**Conclusion :**

Compte tenu du critère de coupe-feu et de l'isolation phonique, qui sont en général les plus déterminants, on opte pour :

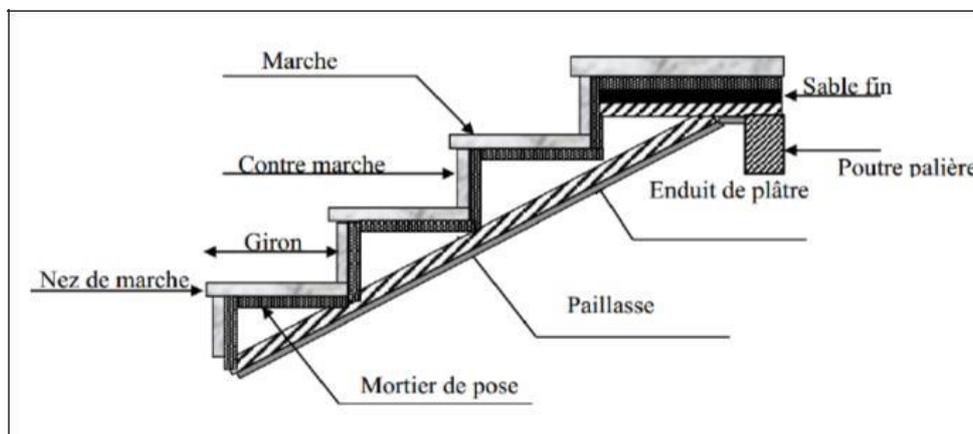
$e = 14$  cm Pour les dalles des pièces intérieures sortantes, et les balcons rattachés.

$e = 12$  cm Pour les balcons restants.

**II.1.2. Escaliers**

L'escalier est un élément architectural qui est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Il peut être en béton armé en acier ou en bois, il est calculé comme une dalle pleine. Dans notre cas il est réalisé en béton armé conçu sur place pour les étages du RDC au 9<sup>ème</sup> étage, et en bois pour le duplex.

Les différents éléments constituant un escalier sont :



*Figure II.8.* Schéma d'un escalier

**Terminologie :**

Les différents éléments constituant un escalier sont :

**Giron** : Distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.

**Marche** : Surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied.

**Contre marche** : Signifie la face verticale située entre deux marches consécutives.

**Nez de marche** : Bord avant de la marche, en saillie par rapport à la contremarche inférieure.

**Paillasse** : La dalle horizontale inclinée sous les marches et qui sert de support à ces marches.

**Palier** : La dalle horizontale d'accès de repos ou d'arrivée.

**Volée** : Succession de marches entre deux paliers.

**Pente de l'escalier( $\alpha$ )** : C'est l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escaliers confortables  $\alpha = [20^\circ \text{ à } 40^\circ]$ .

Notre projet comporte deux types d'escaliers :

- 0 Escalier à deux volées en béton armé reliant le RDC au 9<sup>ème</sup> étage (voir figure II.8)
- 1 Escalier en bois à deux volées du Duplex. (Non concerné par l'étude).

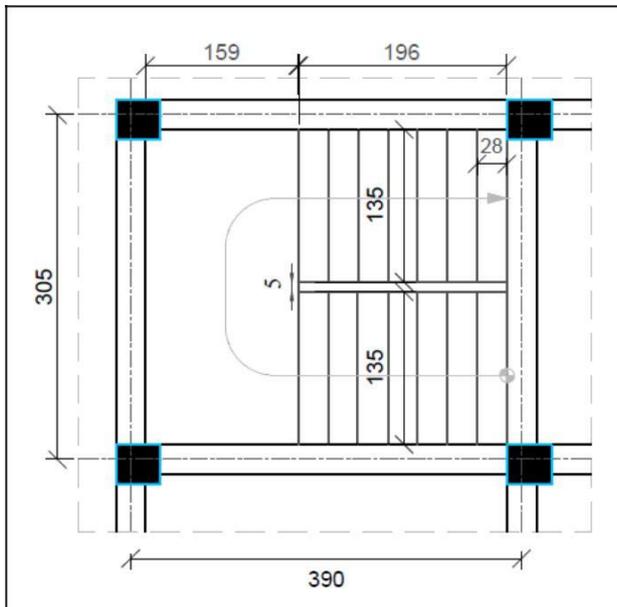


Figure II.9. Schéma de l'escalier.

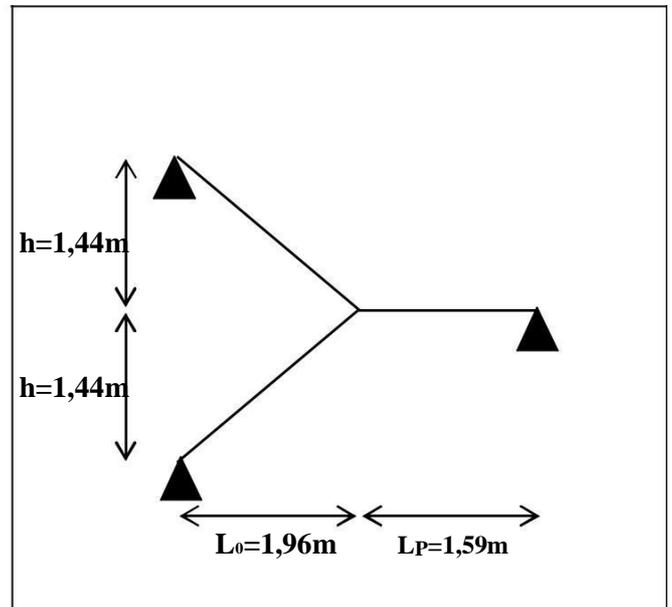


Figure II.10. Schéma statique de l'escalier

### II.1.2.1. Pré dimensionnement des escaliers

Le but du pré dimensionnement des escaliers, est de caractériser le giron ( $g$ ) et la hauteur de la contremarche ( $h$ ), ainsi que pour assurer la condition de confort de Blondel.

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

La hauteur  $h$  des contremarches doit être entre 14 et 18 cm.

La largeur  $g$  (giron) doit être entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de **BLONDEL**:  $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$

Soit  $(n-1)$  et  $n$  : le nombre de marches et de contremarches respectivement.

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

$H$  : la hauteur de la volée.

$L$  : la longueur entre nus de deux appuis totale réelle.

$L_0$  : la longueur projetée de la volée.

$L_p$  : la longueur du palier.

**Escalier à deux volées identiques (étages d'habitation)**

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 1,44 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \arctg \rightarrow \alpha = 36,30^\circ \end{array} \right.$$

En remplaçant h et g dans (1) :

$$+ 2 \times h = 64 \text{ cm}$$

$$L_0 / (n - 1) + 2 \times (H / n) = 64 \text{ cm}$$

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) \times n + 2H = 0$$

n : C'est la solution de l'équation.

Après la résolution, on trouve : n=8

On opte pour un nombre de contre marches : n=8

Ce qui donne le nombre de marches : n-1=7.

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{196}{7} = 28 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n} = \frac{144}{8} = 18 \text{ cm}$$

**Calcul de la longueur de la paillasse**

$$\begin{aligned} &= L_P + \sqrt{L_0^2 + H^2} \\ &= 1,59 + \sqrt{1,96^2 + 1,44^2} = 4,02 \text{ m.} \end{aligned}$$

**Épaisseur de la paillasse**

L'épaisseur de la paillasse est calculée par la relation suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ \frac{402}{30} \leq e \leq \frac{402}{20} \rightarrow 13,40 \text{ cm} \leq e \leq 20,10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow$  pour deux heures de coupe-feu.

On prend :  $e = 14 \text{ cm}$

**Tableau II.1.** Tableau récapitulatif des dimensions de l'escalier principal.

Hétage	Volée	H <sub>0</sub> (m)	L <sub>0</sub> (m)	Inclinaison	Nbre de contremarche	h (cm)	g (cm)	Épaisseur (cm)
2,88	1 et 2	1,44	1,96	36,30	8	0,18	0,28	14

**II.1.3. Acrotère**

L’acrotère est un élément encastré à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert pour l’accrochage des matériaux de travaux de l’entretien des bâtiments.

Les charges revenant à l’acrotère sont résumées dans le tableau qui suit :

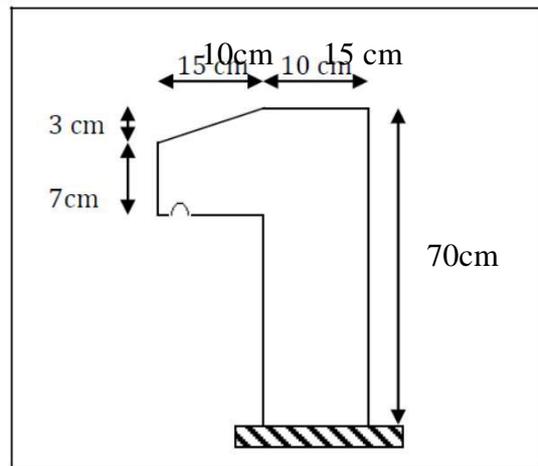


Figure II.11. Schéma de l’acrotère.

Tableau II.2. Tableau récapitulatif des dimensions de l'escalier principal.

Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Surfaces (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/m)	Enduit de Ciment (Kn/m)	G <sup>Total</sup> (Kn/m)	Q (Kn/m)
0,7	0,1	0,1135	2,84	0,378	3,22	1

**II.2. Pré dimensionnement des éléments principaux**

Les éléments principaux : sont des éléments porteurs faisant partie du système de Contreventement (poteaux, poutres, voiles).

**II.2.1. Poutres**

Ce sont des éléments en béton armé, qui sont classées dans la catégorie des éléments structuraux, et leurs rôle principal est la transmission des charges verticales au système porteur (poteaux et voiles).

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de la flèche suivante :

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

- {  $L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis.
- {  $h$  : Hauteur de la poutre.
- {  $b$  : Largeur de la poutre, il est choisi forfaitairement.

**a. Les poutres principales :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, on suppose des poteaux de (40×40) cm<sup>2</sup>.

Application numérique :

$$L_{max} = 4,80 - 0,4 = 4,4 \text{ m}$$

$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 29,33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

Soit :

$$h = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

**Vérification des exigences du RPA99v2003**

Selon les recommandations du RPA99v2003, On doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 1,16 \leq 4 \end{array} \right.$$

**b. Les poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, on suppose des poteaux de (40×40) cm<sup>2</sup>.

Application numérique :

$$L_{max} = 4,05 - 0,4 = 3,65 \text{ m}$$

$$\frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \Rightarrow 24,33 \text{ cm} \leq h \leq 36,5 \text{ cm}$$

Soit :  $h = 30 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$

**Vérification des exigences du RPA99v2003**

Selon les recommandations du RPA99v2003, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 1 \leq 4 \end{array} \right.$$

### II.2.2. Poteaux

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé. Leur pré dimensionnement se fait à la compression simple selon les règlements suivants :

**BAEL91 (Art.B.8.4.1)** : En appliquant le critère de résistance et le critère de stabilité de forme (flambement).

**Les conditions du RPA 99v2003(Art.7.4.1).**

On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suit :

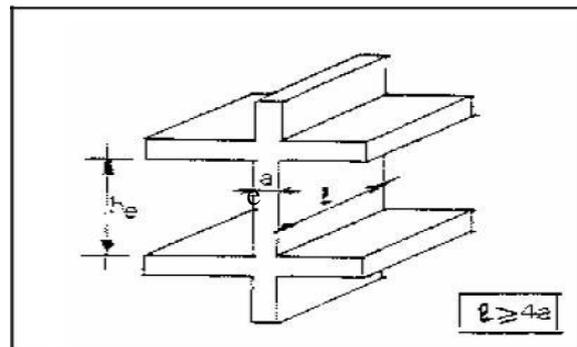
Entre sol et RDC	○ 1 <sup>er</sup>	Poteaux (45×45) cm <sup>2</sup>
et 2 <sup>ème</sup> étage	○ 3 <sup>ème</sup>	Poteaux (40×45) cm <sup>2</sup>
et 4 <sup>ème</sup> étage	○ 5 <sup>ème</sup>	Poteaux (40×40) cm <sup>2</sup>
et 6 <sup>ème</sup> étage	○ 7 <sup>ème</sup>	Poteaux (35×40) cm <sup>2</sup>
et 8 <sup>ème</sup> étage	○ 9 <sup>ème</sup>	Poteaux (35×35) cm <sup>2</sup>
et 10 <sup>ème</sup> étage		Poteaux (30×35) cm <sup>2</sup>

### Remarque

On utilisera un calcul basé sur la descente de charges tout en effectuant la loi de dégression des charges d'exploitation, pour aboutir au pré dimensionnement final.

### II.2.3. Les voiles

Les voiles sont des éléments verticaux en console encastres au sol en béton armé et ayant une épaisseur faible vis-à-vis de leur largeur, ils représentent une ligne de défense contre les séismes. De ce fait, ils peuvent au besoin remplir la fonction de contreventement et/ou de portance de la structure. Leur pré dimensionnement passe par les considérations du RPA99v2003 (**Art. 7.7.1**), qui définissent un voile comme un élément satisfaisant les conditions suivantes :



**Figure II.12.** Illustration d'un voile.

L'épaisseur minimale du voile doit être dans tous les cas supérieure à 15 cm et doit être déterminée en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité à leurs extrémités.

$$e \geq \max \left[ \frac{h}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$$

$$L \geq 4 e$$

$\left\{ \begin{array}{l} e: \text{L'épaisseur du voile} \\ h_e: \text{La hauteur libre d'étage} \\ L: \text{La largeur du voile} \end{array} \right.$

$$e \geq \max \left[ \frac{306 - 30}{20}; 15 \text{ cm} \right] \rightarrow e \geq 15 \text{ cm} \quad \text{Pour l'Entre-Sol}$$

$$e \geq \max \left[ \frac{288 - 30}{20}; 15 \text{ cm} \right] \rightarrow e \geq 15 \text{ cm} \quad \text{Pour les étages courants}$$

Il sera pris une épaisseur constante pour tous les voiles  $e = 20 \text{ cm}$  pour l'ensemble des voiles.

### II.3. Evaluation des charges et surcharges

#### II.3.1. Charges permanentes

Les tableaux ci-dessous, désignent les charges permanentes des éléments suivants :

- **Terrasse inaccessible**

**Tableau II.3.** Evaluation des charges pour terrasse inaccessible

Désignation des éléments		e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection		0,040	0,80
Multicouche d'étanchéité		0,020	0,12
Isolation thermique		0,040	0,10
Forme de pente		0,05	2,20
Plancher	Corps creux (16+4)	0,20	2,85
	Dalle pleine	0,14	3,5
Enduit de plâtre		0,015	0,15
G <sub>Total</sub> corps creux			G= 6,22
G <sub>Total</sub> dalle pleine			G= 6,87

- **Terrasse accessible**

**Tableau II.4.** Evaluation des charges pour terrasse accessible

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,020	0,44
Mortier de pose	0,020	0,40
Lit de sable	0,030	0,54
Multicouche d'étanchéité	0,020	0,12
Isolation thermique	0,040	0,10
Forme de pente 2%	0,10	2,20
Corps creux (16+4)	0,20	2,85
Enduit de plâtre	0,015	0,15
Charge permanente totale		G= 6,80

**Etage courant****Tableau II.5.** Evaluation des charges pour étage courant

Désignation des éléments		e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation		0,1	1,00
Carrelage		0,020	0,40
Mortier de pose		0,020	0,40
Lit de Sable		0,020	0,36
Plancher	Corps creux (16+4)	0,20	2,85
	Dalle pleine	0,12	3
	Dalle pleine	0,14	3,50
Enduit de plâtre		0,02	0,20
G <sub>Total</sub> pour Corps Creux			5,21
G <sub>Total</sub> pour dalle pleine e=12 cm			5,36
G <sub>Total</sub> pour dalle pleine e=14 cm			5,86

**Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)****Tableau II.6.** Evaluation des charges pour murs extérieures

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	0,02	0,20
Brique creuses	0,15	1,30
Lame d'aire	0,05	0,00
Brique creuses	0,1	0,90
Enduit de ciment	0,02	0,40
Charge permanente totale	G= 2,80	

**Murs extérieur (Une seule paroi en briques creuses, du mur séparateur de la terrasse accessible)****Tableau II.7. :** Evaluation des charges pour le mur extérieur de la terrasse accessible

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	0,02	0,40
Brique creuses	0,15	1,30
Enduit de ciment	0,02	0,40
Charge permanente totale	G= 2,10	

**Les escaliers****La volée****Tableau II.8.** Evaluation des charges pour volée

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontale	0,02	0,40
Revêtement verticale	0,02×(h/g)	0,25
Mortier de pose horizontal	0,02	0,40
Mortier de pose vertical	0,02×(h/g)	0,25
Marches	0,18/2	1,98
Paillasse	0,14/(cos36,30)	4,24
Enduit de plâtre	0,02/(cos36,30)	0,62
Charge permanente : G=8,14KN/m <sup>2</sup>		

**Le palier****Tableau II.9.** Evaluation des charges pour le palier

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Lit de sable	0,02	0,36
Dalle en béton armé	0,14	3,50
Enduit plâtre	0,02	0,20
Charge permanente : G= 4,86 KN/m <sup>2</sup>		

**Poids des poteaux supposés****Tableau II.10.** Poids des poteaux

Poteaux (cm <sup>2</sup> )	(30×35)	(35×35)	(35×40)	(40×40)	(40×45)	(45×45)RDC	(45×45)ES
Poids (KN)	7,56	8,82	10,08	11,52	12,96	14,58	15,49

**II.3.2. Charges d'exploitation**

La charge d'exploitation dans le cas d'un plancher terrasse inaccessible : Q=1 Kn/m<sup>2</sup>

La charge d'exploitation dans le cas d'un plancher d'étage courant : Q=1,5 Kn/m<sup>2</sup>

La charge d'exploitation dans le cas d'un plancher terrasse accessible : Q=1,5 Kn/m<sup>2</sup>

La charge d'exploitation à prendre pour les balcons : Q=3,5 Kn/m<sup>2</sup>

La charge d'exploitation des escaliers est : Q=2,5 Kn/m<sup>2</sup>

#### II.4. Evaluation des charges et surcharges

La descente de charges consiste à évaluer les différents poids et charges revenant aux poteaux, ces charges seront acheminées jusqu'aux fondations et sont calculées selon les plans architecturaux et les différentes données de la structure.

Dans le cas présent, la descente de charges sert principalement à définir les efforts s'exerçant sur le poteau le plus sollicité, suivant les prescriptions du CBA93 et du RPA99.

#### Dégression des charges d'exploitation :

Pour tenir compte de la non-simultanéité du chargement à la valeur maximale réglementaire de tous les niveaux d'un bâtiment en exploitation, le maître d'ouvrage peut autoriser une dégression des charges variables suivant une loi prédéfinie par le DTR BC 2.2.

Cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations de ces derniers peuvent être considérées comme indépendantes, comme c'est le cas ici ;

Pour une charge d'exploitation  $Q_0$  sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_n$  sont les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,...n numérotés à partir du sommet du bâtiment. Il est appliqué alors les charges d'exploitation suivantes :

Terrasse inaccessible :  $Q_0$

Sous le dernier étage :  $Q_0+Q_1$

Sous l'étage immédiatement inférieur :  $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$

Sous l'étage immédiatement inférieur :  $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$

Pour  $n \geq 5$  :  $Q_0 + (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$

#### II.5. Pré dimensionnement des Poteaux à l'ELU

##### II.5.1. Poteau Central P1 (voir figure II.1)

##### Surface afférente

$$S = 2,25 \times 1,375 + 2,2 \times 1,375 + 2,25 \times 1,875 +$$

$$2,2 \times 1,875 = 14,462 \text{ m}^2$$

##### Poids des poutres

$$= 4,45$$

⇒

$$G = 11,68$$

$$= 125$$

$$G = 731$$

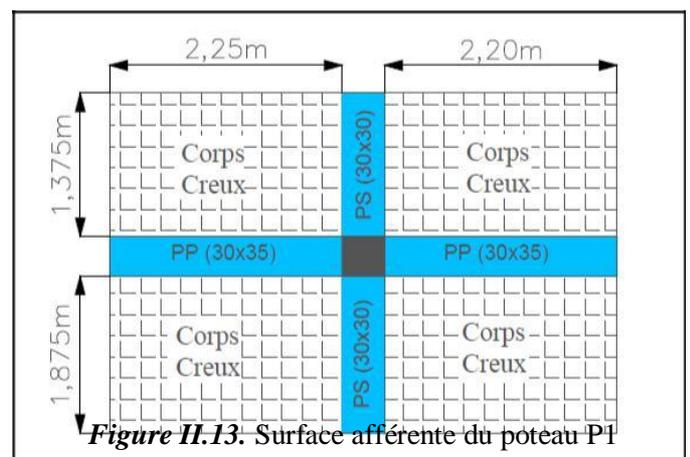


Figure II.13: Surface afférente du poteau P1

## Charges et surcharges reprises par le poteau central P1

Tableau II.11. Charges et surcharges reprises par le poteau P1

Charges et Surcharges	G <sub>Corps Creux</sub> (KN)	Q <sub>Corps Creux</sub> (KN)
Terrasse inaccessible	89,95	14,462
Etage Courant	75,34	21,693

Tableau II.12. Résultats de la descente de charge du poteau (P1)

Etages	Niveau	Elément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
Etage 10	11	plancher	89,95	14,462
		poutres	19	
		poteau	7,56	
		<b>SOMME</b>	<b>116,51</b>	
Etage 09	10	Venant du niv.11	116,51	14,462+21,693
		Plancher	75,34	
		Poutres	19	
		Poteau	7,56	
<b>SOMME</b>	<b>218,41</b>	<b>36,155</b>		
Etage 08	09	Venant du niv.10	218,41	14,462+0,95(2×21,693)
		Plancher	75,34	
		Poutres	19	
		Poteau	8,82	
<b>SOMME</b>	<b>321,57</b>	<b>55,678</b>		
Etage 07	08	Venant du niv.09	321,57	14,462+0,90(3×21,693)
		Plancher	75,34	
		Poutres	19	
		Poteau	8,82	
<b>SOMME</b>	<b>425,99</b>	<b>73,033</b>		
Etage 06	07	Venant du niv.08	425,99	14,462+0,85(4×21,693)
		Plancher	75,34	
		Poutres	19	
		Poteau	10,08	
<b>SOMME</b>	<b>530,41</b>	<b>88,218</b>		
Etage 05	06	Venant du niv.07	530,41	14,462+0,80(5×21,693)
		Plancher	75,34	
		Poutres	19	
		Poteau	10,08	
<b>SOMME</b>	<b>634,83</b>	<b>101,23</b>		
Etage 04	05	Venant du niv.06	634,83	14,462+0,75(6×21,693)
		Plancher	75,34	
		Poutres	19	
		Poteau	12,96	
<b>SOMME</b>	<b>742,13</b>	<b>112,08</b>		
Etage 03	04	Venant du niv.05	742,13	14,462+0,714(7×21,693)
		Plancher	75,34	
		Poutres	19	
		Poteau	12,96	
<b>SOMME</b>	<b>849,43</b>	<b>122,88</b>		

Etage 02	03	Venant du niv.04	849,43	14,462+0,688(8×21,693)
		Plancher	75,34	
		Poutres	19	
		Poteau	14,58	
		<b>SOMME</b>	<b>958,26</b>	
Etage 01	02	Venant du niv.03	958,26	14,462+0,666(9×21,693)
		Plancher	75,34	
		Poutres	19	
		Poteau	15,49	
		<b>SOMME</b>	<b>1068,09</b>	
RDC	01	Venant du niv.02	1068,09	14,462+0,65(10×21,693)
		Plancher	75,34	
		Poutres	19	
		Poteau	12,96	
		<b>SOMME</b>	<b>1175,39</b>	
Entresol	00	Venant du niv.01	1175,39	14,462+0,636(11×21,693)
		Plancher	75,34	
		Poutres	19	
		Poteau	13,77	
		<b>SOMME</b>	<b>1283,5</b>	
<b><math>N_u = 1,35G_{total} + 1,5Q_{total} = 1982,05 \text{ KN}</math></b>				

### II.5.2. Poteau de la cage d'escaliers P2

#### Surface afférente du niveau terrasse

$$S_{C,Creux\_Terrasse} \text{ Inaccessible} = 1,8 \times 1,375$$

$$S_{C,Terrasse\_Creux} \text{ Inaccessible} = 2,475 \text{ m}^2$$

$$S_{C,Terrasse\_Creux} \text{ Accessible} = 1,8 \times 1,875 + 2,1 \times 1,875$$

$$S_{C,Terrasse\_Creux} \text{ Accessible} = 7,31 \text{ m}^2$$

$$S_{Terrasse} \text{ Inaccessible} = 2,1 \times 1,375$$

$$S_{Terrasse} \text{ Accessible} = 2,887 \text{ m}^2$$

$$S_{Mur\_Terrasse} \text{ Inaccessible} = 1,875 \times (2,88 - 0,35) = 4,74 \text{ m}^2$$

#### Surface afférente des étages courants

$$S_{C,Creux} = 2,1 \times 1,375 + 1,8 \times 1,875 + 2,1 \times 1,875$$

$$S_{C,Creux} = 10,2 \text{ m}^2$$

$$S_{Volée} = 1,8 \times 1,375 = 2,475 \text{ m}^2$$

$$= 1,8 \times (2,88 - 0,35) = 4,554 \text{ m}^2$$

$S_{Mur}$

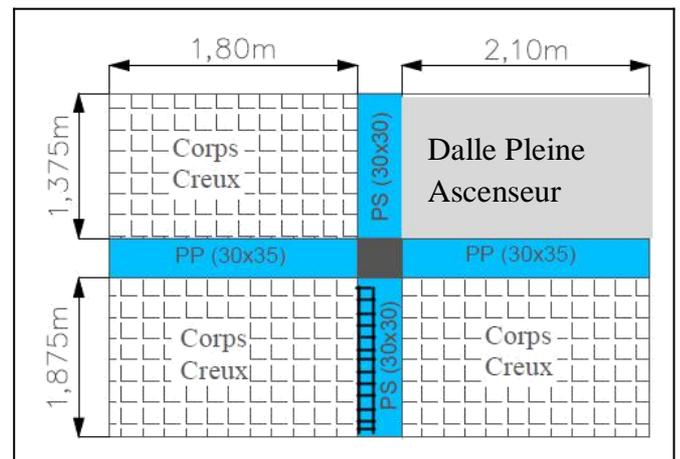


Figure II.14. Surface afférente du poteau P2 au niveau de la terrasse

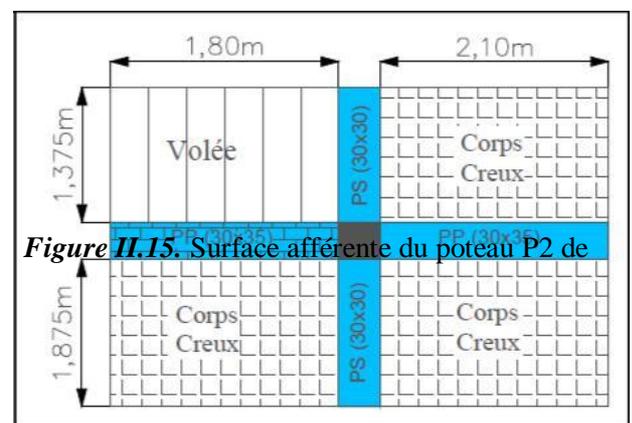


Figure II.15. Surface afférente du poteau P2 de l'étage courant

Poids des poutres

$$\begin{cases} L_{pp} = 3,9 \text{ m} \\ L_{ps} = 3,25 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 10,23 \text{ KN} \\ G_{ps} = 7,31 \text{ KN} \end{cases}$$

Charges et surcharges reprises par le poteau de la cage d'escaliers P2

Tableau II.13. Charges et surcharges reprises par le poteau P2

Charges et Surcharges	G <sub>Corps Creux</sub> (KN)	G <sub>Dalle Pleine</sub> (KN)	G <sub>Volée</sub> (KN)	G <sub>Mur</sub> (KN)	Q <sub>Corps Creux</sub> (KN)	Q <sub>Dalle Pleine</sub> (KN)	Q <sub>Volée</sub> (KN)
Terrasse Inaccessible	15,39	18,39	/	/	2,475	2,475	/
Terrasse Accessible	49,71	/	/	9,95	10,96	/	/
Etage Courant	64,66	/	20,14	12,56	15,30	/	6,18

Tableau II.14. Résultats de la descente de charge du poteau (P2)

Etages	Niveau	Elément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
Etage 09	10	Plancher	93,44	15,91
		Poutres	17,54	
		Poteau	7,56	
		<b>SOMME</b>	<b>118,54</b>	
Etage 08	09	Venant du niv.10	118,54	15,91+21,48
		Plancher	64,668	
		Poutres	17,54	
		Poteau	8,82	
		Volée	20,14	
		Mur	12,56	
<b>SOMME</b>	<b>242,26</b>	<b>37,397</b>		
Etage 07	08	Venant du niv.09	242,26	15,91+0,95(2×21,48)
		Plancher	64,668	
		Poutres	17,54	
		Poteau	8,82	
		Volée	20,14	
		Mur	12,56	
<b>SOMME</b>	<b>365,99</b>	<b>56,72</b>		
Etage 06	07	Venant du niv.10	365,99	15,91+0,90(3×21,48)
		Plancher	64,668	
		Poutres	17,54	
		Poteau	10,08	
		Volée	20,14	
		Mur	12,56	
<b>SOMME</b>	<b>490,98</b>	<b>73,91</b>		
Etage 05	06	Venant du niv.09	490,98	15,91+0,85(4×21,48)
		Plancher	64,668	
		Poutres	17,54	
		Poteau	10,08	
		Volée	20,14	
		Mur	12,56	
<b>SOMME</b>	<b>615,97</b>	<b>88,94</b>		

Etage 04	05	Venant du niv.08	615,97	15,91+0,80(5×21,48)
		Plancher	64,668	
		Poutres	17,54	
		Poteau	11,52	
		Volée	20,14	
		Mur	12,56	
		<b>SOMME</b>	<b>742,39</b>	
Etage 03	04	Venant du niv.07	742,39	15,91+0,75(6×21,48)
		Plancher	64,668	
		Poutres	17,54	
		Poteau	11,52	
		Volée	20,14	
		Mur	12,56	
		<b>SOMME</b>	<b>868,81</b>	
Etage 02	03	Venant du niv.06	868,81	15,91+0,714(7×21,48)
		Plancher	64,668	
		Poutres	17,54	
		Poteau	12,96	
		Volée	20,14	
		Mur	12,56	
		<b>SOMME</b>	<b>996,67</b>	
Etage 01	02	Venant du niv.05	996,67	15,91+0,688(8×21,48)
		Plancher	64,668	
		Poutres	17,54	
		Poteau	12,96	
		Volée	20,14	
		Mur	12,56	
		<b>SOMME</b>	<b>1124,54</b>	
RDC	01	Venant du niv.04	1124,54	15,91+0,666(9×21,48)
		Plancher	64,668	
		Poutres	17,54	
		Poteau	14,58	
		Volée	20,14	
		Mur	12,56	
		<b>SOMME</b>	<b>1254,03</b>	
Entresol	00	Venant du niv.03	1254,03	15,91+0,65(10×21,48)
		Plancher	64,668	
		Poutres	17,54	
		Poteau	15,49	
		Volée	20,14	
		Mur	12,56	
		<b>SOMME</b>	<b>1384,42</b>	
<b>SOMME</b>			<b>1384,42</b>	<b>155,53</b>
<b><math>N_u = 1,35G_{total} + 1,5Q_{total} = 2102,26 \text{ KN}</math></b>				

**Remarque**

D'après les deux tableaux on remarque que le poteau de la cage d'escaliers P2 est le plus sollicité, donc les vérifications à faire concernent ce dernier seulement.

## II.6. Vérification du poteau

Selon le BAEL (**Art. B.8.1.1**), on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10%, pour tenir compte de la continuité des portiques.

$$N_u^* = N_u \times 1,1 = 2102,26 \times 1,1 \Rightarrow N_u^* = 2312,48 \text{ KN}$$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon ces trois critères :

Le critère de résistance.

Le critère de stabilité de forme.

Les exigences du RPA99v2003.

### 1- Critère de résistance

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que :} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

#### Exemple de calcul

Vérification du poteau à la base (Entresol) avec :  $B = (0,45 \times 0,45) \text{ m}^2$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{2312,48 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,45} = 11,41 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

Le tableau ci-dessous résume la vérification à la compression pour chaque changement de section des poteaux :

**Tableau II.15.** Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité P2

Niveaux	N <sup>*</sup> (KN)	Section (Cm <sup>2</sup> )	Condition		Observation
			calculée (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
E.S+RDC	2312,48	45×45	11,41	14,2	Vérifiée
1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup>	1891,25	40×45	10,51	14,2	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup>	1475,92	40×40	9,22	14,2	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> +6 <sup>ème</sup>	1061,46	35×40	7,58	14,2	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> +8 <sup>ème</sup>	637,08	35×35	5,20	14,2	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	202,28	30×35	1,92	14,2	Vérifiée

**Remarque**

La condition  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  est vérifiée pour tous les niveaux, et d'après les résultats obtenus on déduit que le pré dimensionnement opté au préalable pour les poteaux, est un choix qui satisfait à la fois le critère de sécurité et celui de l'économie.

**2- Critère de stabilité de forme**

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

D'après le CBA 93, on doit effectuer la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA93 (Art. B.8.4.1)}$$

$B_r$  : Section réduite du béton ( $B_r = (a-2\text{cm}) \times (b-2\text{cm})$ ).

$A_s$  : Section des armatures.

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

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } 0 < \lambda < 50. \\ \frac{(50)^2}{(\lambda)^2} & \text{si } 50 < \lambda < 70. \end{cases}$$

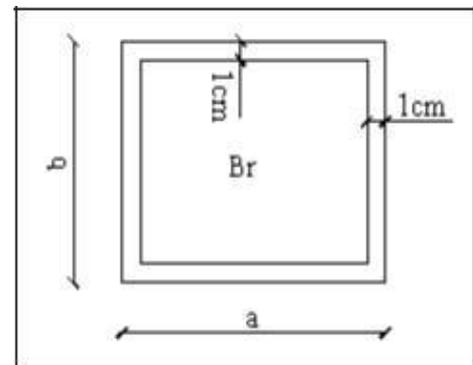


Figure II.16. Section réduite du béton

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$ .

$l_f$  : Longueur de flambement,  $l_f = 0,7 l_0$  (Art B.8.3.31 BAEL91)

$l_0$  : La hauteur libre du poteau

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

$I$  : Moment d'inertie, pour le cas d'une section rectangulaire :  $I = \frac{h \times b^3}{12}$

**Exemple de calcul**

Vérification du poteau de l'Entresol (le plus élancé) :

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$= \frac{l_f \sqrt{12}}{h \times 0,45} = \frac{2,14 \sqrt{12}}{0,45} \Rightarrow \lambda = 16,47$$

$$\lambda = 16,47 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{\sqrt{1 + 0,2 \times \left(\frac{16,47}{35}\right)^2}} = 0,81$$

D'après l'expression du BAEL91 :

(Art 8.4.1 BAEL91)

$A_s \in [0,8\% B_r ; 1,2\% B_r]$ . On prend  $A_s = 1\% B_r$ .

On doit vérifier que :  $B_r \geq B_{calculée}$ .

(Art 7.4.2 BAEL91)

$$B_{calculée} \geq \frac{N^*}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Application numérique :

$$B_{calculée} \geq \frac{2312,48 \times 10^{-3}}{0,81 \times \left[ \frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,129 \text{ m}^2$$

$$B_r = (0,45 - 0,02) \times (0,45 - 0,02) \Rightarrow B_r = 0,1849 \text{ m}^2 \geq B_{calculée} = 0,129 \text{ m}^2.$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Le tableau ci-dessous résume les vérifications au flambement des poteaux pour chaque changement de section et de hauteur d'étage :

**Tableau II.16.** Vérification au flambement du poteau le plus sollicité P2

Niveaux	N (kN)	i (m)	λ	α	Condition $B_r > B_r$ calculée		Observation
					$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$B_r$ calculée (m <sup>2</sup> )	
E.S	2312,48	0,129	14,47	0,810	0,1849	0,129	Vérifiée
RDC	2100,92	0,129	15,52	0,810	0,1849	0,117	Vérifiée
1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup>	1891,25	0,115	17,46	0,810	0,1634	0,106	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup>	1475,92	0,115	17,46	0,810	0,1444	0,082	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> +6 <sup>ème</sup>	1061,46	0,101	19,95	0,798	0,1254	0,060	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> +8 <sup>ème</sup>	637,08	0,101	19,95	0,798	0,1089	0,036	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	202,28	0,086	23,28	0,781	0,092	0,011	Vérifiée

**Remarque :** La condition  $B_r \geq B_r$  calculée est vérifiée pour tous les niveaux, donc on déduit qu'il n'y a pas risque de flambement.

**3- Vérification des exigences du RPA99v2003**

D'après l'article (Art. 7.4.1), on doit satisfaire les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b_1 ; h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min (b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 1 \leq l_b \leq 4 \end{array} \right.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.17.** Résultats des exigences du RPA pour le poteau le plus sollicité P2.

Poteau	(45×45)	(40×45)	(40×40)	(35×40)	(35×35)	(30×35)	Observation
$\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 25\text{cm}$	45	40	40	35	35	30	Vérifiée
$\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	13,55	12,65	12,65	12,65	12,65	12,65	Vérifiée
$1 \leq l_b \leq 4$	1	0,88	1	0,875	1	0,857	Vérifiée

**Conclusion**

Après avoir effectué les diverses vérifications, et satisfait toutes les exigences réglementaires concernant les pré-dimensionnements, on adopte pour l'ensemble des éléments les sections suivantes :

**Plancher**

Pour le plancher à corps creux :  $(16+4)=20\text{cm}$ .

Pour les dalles pleines :  $e=14\text{cm} / e=12\text{cm}$ .

**Poutres**

Poutres principales :  $30 \times 35 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires :  $30 \times 30 \text{ cm}^2$

**Escaliers (Paliers+Volées)**

Nous avons adopté une épaisseur de  $e=14\text{cm}$  pour le palier et la volée.

**Voiles**

Il sera pris une épaisseur  $e=20\text{cm}$  pour l'ensemble des voiles.

**Poteaux**

Entresol (commercial) + RDC :  $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ .

1er + 2<sup>ème</sup> étages :  $(40 \times 45) \text{ cm}^2$ .

3<sup>ème</sup> + 4<sup>ème</sup> étages :  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ .

5<sup>ème</sup> + 6<sup>ème</sup> étages :  $(35 \times 40) \text{ cm}^2$ .

7<sup>ème</sup> + 8<sup>ème</sup> étages  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ .

9<sup>ème</sup> + 10<sup>ème</sup> étages  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

# **Chapitre III**

Etude des éléments secondaires

### Introduction

Le but de ce chapitre est de s'intéresser à l'étude des éléments non structuraux, qui ne contribuent pas au système de contreventement tel que (les planchers, les escaliers, l'acrotère, l'ascenseur et les chainages). Le principe de calcul se fait suivant l'approche suivante :

Modélisation du schéma statique représentatif du système réel.

- Evaluation des charges sur l'élément considéré.
- Calcul des sollicitations les plus défavorables
- Détermination des armatures et vérifications nécessaires.

### III.1.Calcul des planchers

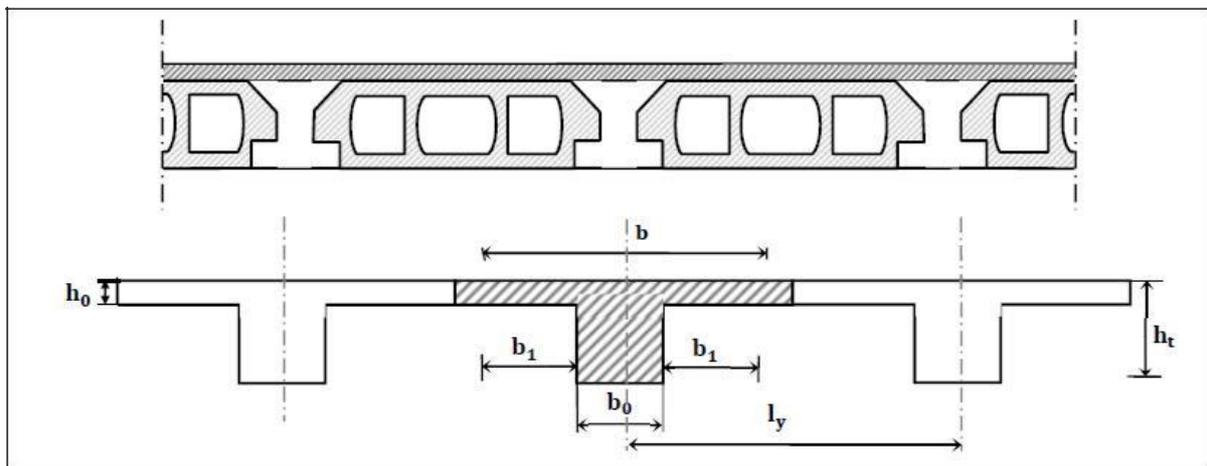
Dans notre structure on distingue deux types de planchers :

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

#### III.1.1.Calcul du plancher à corps creux

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle de :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et phonique.



*Figure III.1.* Schéma représentatif d'un plancher à corps creux

#### III.1.1.1.Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées au plancher et calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

### Méthodes de calcul

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

Méthode Forfaitaire.

Méthode de Caquot.

#### a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

##### Domaine d'application de la méthode Forfaitaire BAEL99 (Art. B.6.2.10)

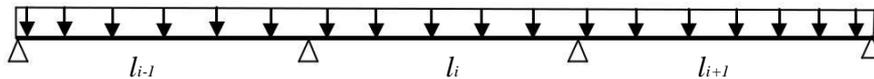
Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

D'après le BAEL91 la surcharge  $Q$  est au plus égale à  $\min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ .

- Le rapport entre deux travées successives :  $\frac{l_i}{l} \in [0,8; 1,25]$ .

Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.

Fissuration peu nuisible (FPN).



#### Application de la méthode

##### Moments aux appuis de rives

Les moments sur les appuis de rives sont nuls, toutefois le BAEL91/99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à : **- 0,15M<sub>0</sub>**.

$M_0$  : Valeur maximale du moment isostatique ( $M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$ ).

##### Moments aux appuis intermédiaires

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,6M_0 : \text{Pour une poutre à deux travées.} \\ 0,5M_0 : \text{Pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.} \end{array} \right.$$

##### Moments en travée

La valeur des moments en travée sont déterminées à partir des deux conditions suivantes :

$$1. \quad M_t + \frac{|M_d| + |M_s|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha)M \\ 1,05M_0 \end{array} \right.$$

$$2. \begin{cases} M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} & \Rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire} \\ |M_t| \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} & \Rightarrow \text{Pour une travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt = \max (1 ; 2) \\ \alpha : \text{Degré de surcharge} \Rightarrow \alpha = \left( \frac{Q}{G + Q} \right) \end{array} \right.$$

### Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués :

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts

tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rives où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique

$V_0$  de :

15% : Si c'est une poutre à deux travées

10% : Si c'est une poutre à plus de deux travées

$$\text{Avec : } V_0 = \frac{q \times l}{2}$$

Soit par la méthode RDM en tenant compte de la continuité :

$$V_u = V_0 + \left( \frac{M_i}{l_i} - \frac{M_{i-1}}{l_{i-1}} \right)$$

### Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) Domaine d'application de la méthode de Caquot

Si la 1<sup>ère</sup> condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, On applique la méthode de Caquot.

Si l'une des trois conditions restantes n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée qui consiste à minorer la charge permanente G avec un coefficient  $\frac{2}{3}$  pour le calcul des moments aux appuis seulement.

Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.

L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

Les différents types de poutrelles des planchers

Pour le plancher à corps creux le calcul se fera pour les poutrelles et la dalle de compression.

Tableau III.1. Tableau des différents types des poutrelles

Niveau	Types	Schéma statique
RDC et Etages courants	01	
	02	
	03	
Etage 10 et Terrasse accessible	01	
	02	
	03	
	04	
Terrasse inaccessible	01	

Calcul des charges revenant aux poutrelles

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} : Pu = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ \text{ELS} : Ps = G + Q \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q = 0,65 \times Pu \\ q_s = 0,65 \times Ps \end{array} \right.$$

Les résultats de calculs à L'ELU et à L'ELS sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.2.**Tableau des charges revenant aux poutrelles

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			P <sub>U</sub>	q <sub>U</sub>	P <sub>S</sub>	q <sub>S</sub>
<b>Terrasse Inaccessible</b>	6,22	1	9,89	6,42	7,22	4,69
<b>Terrasse Accessible</b>	6,80	1,50	11,43	7,43	8,30	5,39
<b>Etages courants</b>	5,21	1,50	9,28	6,03	6,71	4,36

**Calcul des sollicitations maximales**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues, le calcul exposé se fera pour les plus défavorables.

**Méthodes de calcul à retenir pour les différents types de poutrelles**

**Tableau III.3.**Tableau des vérifications des conditions d'application de la méthode forfaitaire

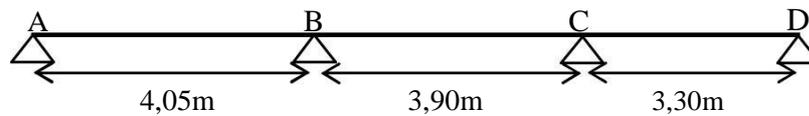
Types	Vérification des conditions	Méthode retenue
<b>01</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>Q=1,5 \text{ Kn/m}^2 \leq \min (2 \times G ; 5\text{KN/m}^2)</math>....Vérifiée</li> <li>- I = constante..... Vérifiée</li> <li>- <math>\frac{L_1}{3,05} \leq \frac{L_2}{3,05}</math>..... Non vérifiée</li> <li>- <math>\frac{L_1+L_2}{4,05} = 0,75 &lt; 0,8</math>..... Vérifiée</li> </ul>	<b>Caquot Minorée</b>
<b>02</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>Q=1,5 \text{ Kn/m}^2 \leq \min (2 \times G ; 5\text{KN/m}^2)</math>....Vérifiée</li> <li>- I = constante..... Vérifiée</li> <li>- <math>\frac{L_1}{3,30} = \frac{L_2}{4,05} = 1,03</math> et <math>\frac{L_3}{3,30} = 1,18 \leq 1,25</math> ..... Vérifiée</li> <li>- FPN ..... Vérifiée</li> </ul>	<b>Forfaitaire</b>
<b>03</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>Q=1,5 \text{ Kn/m}^2 \leq \min (2 \times G ; 5\text{KN/m}^2)</math>....Vérifiée</li> <li>- I = constante..... Vérifiée</li> <li>- <math>\frac{L_1}{3,05} = \frac{L_2}{3,05} = 0,75 \leq 0,8</math>..... Non Vérifiée</li> <li>- FPN ..... Vérifiée</li> </ul>	<b>Caquot Minorée</b>

**Remarque :**

Dans ce qui suit, on exposera un détail de calcul d'une application sur la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot minorée, les autres calculs seront résumés dans des tableaux.

**Exemple d'application de la méthode forfaitaire**

La poutrelle de type (2) (Etage courant)

**Moments isostatiques**

$$\text{Travée A-B : } \left\{ \begin{array}{l} M_{0^U} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6,03 \times 4,05^2}{8} = 12,36 \text{ KN.m} \\ M_{0^S} = \frac{q_S \times l_{AB}^2}{8} = \frac{4,36 \times 4,05^2}{8} = 8,93 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée B-C :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0^U} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6,03 \times 3,90^2}{8} = 11,46 \text{ KN.m} \\ M_{0^S} = \frac{q_S \times l_{BC}^2}{8} = \frac{4,36 \times 3,90^2}{8} = 8,28 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée C-D :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0^U} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6,03 \times 3,30^2}{8} = 8,21 \text{ KN.m} \\ M_{0^S} = \frac{q_S \times l_{CD}^2}{8} = \frac{4,36 \times 3,30^2}{8} = 5,93 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Moments en appuis****Appuis de rives:**

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

Le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif :

$$M_A = M_D = -0,15 \times \max (M_{0^{AB}}, M_{0^{CD}})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } M_A^U = M_D^U = -1,854 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_A^S = M_D^S = -1,339 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Appuis Intermédiaires :**

$$M_B = -0,5 \times \max (M_{0^{AB}}, M_{0^{BC}}) = -0,5 M_{0^{AB}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } M_B^U = -6,18 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_B^S = -4,46 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } M_C^U = -5,73 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_C^S = -4,14 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_C = -0,5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0,5M_0^{BC}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } M_C^U = -5,73 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_C^S = -4,14 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } M_C^U = -5,73 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_C^S = -4,14 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Moments en travée**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,21} = 0,223 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1+0,3\alpha = 1,066 \\ 1,2+0,3\alpha = 1,266 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1+0,3\alpha = 1,066 \\ 1,2+0,3\alpha = 1,266 \end{array} \right.$$

**Travée A-B :**

$$\left\{ \begin{array}{l} a) M_t^{AB} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1,05; 1+0,3\alpha) M_0^{AB} \Rightarrow M_t^{AB} > 0,8169 M_0^{AB} \\ b) M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \times M_0^{AB} \Rightarrow M_t^{AB} > 0,633 M_0^{AB} \end{array} \right.$$

$$M_t^{AB} = \max(a; b) \Rightarrow M_t^{AB} = 0,8169 M_0^{AB}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } M_t^{AB} = 10,09 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_t^{AB} = 7,29 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Travée B-C :**

$$\left\{ \begin{array}{l} a) M_t^{BC} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1,05; 1+0,3\alpha) M_0^{BC} \Rightarrow M_t^{BC} > 0,816 M_0^{BC} - 0,25 M_0^{AB} \\ b) M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \times M_0^{BC} \Rightarrow M_t^{BC} > 0,533 M_0^{BC} \end{array} \right.$$

$$M_t^{BC} = \max(a; b) \Rightarrow M_t^{BC} > 0,816 M_0^{BC} - 0,25 M_0^{AB}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } M_t^{BC} = 6,26 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_t^{BC} = 4,52 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } M_t^{BC} = 6,26 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_t^{BC} = 4,52 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Travée C-D :**

$$\left\{ \begin{array}{l} a) M_t^{CD} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1,05; 1+0,3\alpha) M_0^{CD} \Rightarrow M_t^{CD} > 1,066 M_0^{CD} - 0,25 M_0^{BC} \\ b) M_t^{CD} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \times M_0^{CD} \Rightarrow M_t^{CD} > 0,633 M_0^{CD} \end{array} \right.$$

$$M^{CD}_t = \max(a; b) \Rightarrow M^{CD}_t = 1,066M^{CD}_0 - 0,25M^{BC}_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } M_t^{CD} = 5,89 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_t^{CD} = 4,25 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } M_t^{CD} = 5,89 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_t^{CD} = 4,25 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

### Evaluation des efforts tranchants

#### Travée A-B :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = \frac{6,03 \times 4,05}{2} = 12,21 \text{ KN} \\ V_B = -1,10 \times \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = -1,10 \times \frac{6,03 \times 4,05}{2} = -13,43 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = -1,10 \times \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = -1,10 \times \frac{6,03 \times 4,05}{2} = -13,43 \text{ KN} \\ V_C = -1,10 \times \frac{q_u \times l_{BC}}{2} = -1,10 \times \frac{6,03 \times 3,90}{2} = -12,93 \text{ KN} \end{array} \right.$$

#### Travée B-C :

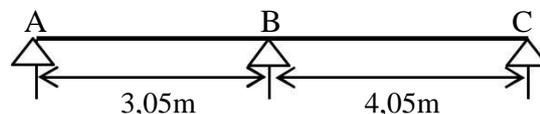
$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = 1,10 \times \frac{q_u \times l_{BC}}{2} = 1,10 \times \frac{6,03 \times 3,90}{2} = 12,93 \text{ KN} \\ V_C = -1,10 \times \frac{q_u \times l_{BC}}{2} = -1,10 \times \frac{6,03 \times 3,90}{2} = -12,93 \text{ KN} \end{array} \right.$$

#### Travée C-D :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_C = 1,10 \times \frac{q_u \times l_{CD}}{2} = 1,10 \times \frac{6,03 \times 3,30}{2} = 10,94 \text{ KN} \\ V_D = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} = -\frac{6,03 \times 3,30}{2} = -9,94 \text{ KN} \end{array} \right.$$

### Exemple d'application de la méthode de Caquot minorée

La poutrelle de type (1) (Etage courant)



#### Evaluation du chargement

$$G = 5,21 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G' = \frac{2}{3}G = 3,47 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U_{IP} = 1,35G + 1,5Q = 9,28 \text{ KN/m}^2 \\ P_S = G + Q = 6,71 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} q_u = P \times 0,65 = 6,03 \text{ KN/m}^2 \\ q_S = P_S \times 0,65 = 4,36 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P'_{U'} = 1,35G' + 1,5Q = 6,93 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ P'_{S'} = G' + Q = 4,97 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q'_{U'} = P'_{U'} \times 0,65 = 4,51 \text{ KN} / \text{m} \\ q'_{S'} = P'_{S'} \times 0,65 = 3,23 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

**Moments isostatiques Travée A-B :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M'_{U_0} = \frac{q'_{U'} \times l_{AB}^2}{8} = \frac{4,51 \times 3,05^2}{8} = 5,24 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M'_{S_0} = \frac{q'_{S'} \times l_{AB}^2}{8} = \frac{3,23 \times 3,05^2}{8} = 3,75 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

**Travée B-C :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M'_{U_0} = \frac{q'_{U'} \times l_{BC}^2}{8} = \frac{4,51 \times 4,05^2}{8} = 9,25 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M'_{S_0} = \frac{q'_{S'} \times l_{BC}^2}{8} = \frac{3,23 \times 4,05^2}{8} = 6,62 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

**Moments aux appuis a - Appuis de rives:**

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif :

$$M_A = M_D = -0,15 \times \max(M'_{0^{AB}}, M'_{0^{BC}}) = -0,15 M'_{0^{BC}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } M_A^U = M_C^U = -1,387 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \text{ELS } M_A^S = M_C^S = -0,993 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

**b- Appuis Intermédiaires :**

**Appui B:**

$$\left\{ \begin{array}{l} l'_g = l'_d = 3,05 \text{ m} \\ l' = l = 4,05 \text{ m} \end{array} \right. \quad \text{Et } q'_g = q'_d \quad \Rightarrow M_B = - \frac{q'_g \times l_g^3 + q'_d \times l_d^3}{8,5 \times (l' + l')}$$

$l'_g = 0,8 \times l'$  : Pour une travée intermédiaire.

$l'_d = l'$  : Pour une travée de rive.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } M_B^U = - \frac{4,51 \times 3,05^3 + 4,51 \times 4,05^3}{8,5 \times (3,05 + 4,05)} = -1,57 q'_{U'} = -7,08 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \text{ELS } M_B^S = - \frac{3,23 \times 3,05^3 + 3,23 \times 4,05^3}{8,5 \times (3,05 + 4,05)} = -1,57 q'_{S'} = -5,10 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

**Moments en travée****Travée A-B :**

$$x = \frac{l}{2} - \frac{-M_B}{q \times l_{AB}} = \frac{3,05}{2} - \frac{7,08}{6,03 \times 3,05} = 1,14m$$

$$M_t^{AB} = q \times \frac{x}{2} \times (l_{AB} - x) + M_A \times \left(1 - \frac{x}{l_{AB}}\right) + M_B \times \frac{x}{l_{AB}} \quad \text{Avec } M_A = 0 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } M_t^{AB} = q_u \times \frac{1,14}{2} \times (3,05 - 1,14) - 1,57 q'_u \times \frac{1,14}{3,05} = \mathbf{1,0887q_u - 0,58q'_u} = 3,94 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_t^{AB} = q_s \times \frac{1,14}{2} \times (3,05 - 1,14) - 1,57 q'_s \times \frac{1,14}{3,05} = \mathbf{1,0887q_s - 0,58q'_s} = 2,87 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Travée B-C :**

$$x = \frac{l}{2} - \frac{-M_B}{q \times l_{BC}} = \frac{4,05}{2} + \frac{7,08}{6,03 \times 4,05} = 2,31m$$

$$M_t^{BC} = q \times \frac{x}{2} \times (l_{BC} - x) + M_B \times \left(1 - \frac{x}{l_{BC}}\right) + M_C \times \frac{x}{l_{BC}} \quad \text{Avec } M_C = 0 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } M_t^{BC} = q_u \times \frac{2,31}{2} \times (4,05 - 2,31) - 1,57 q'_u \times \left(1 - \frac{2,31}{4,05}\right) = \mathbf{2,009q_u - 0,674q'_u} = 9,07 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_t^{BC} = q_s \times \frac{2,31}{2} \times (4,05 - 2,31) - 1,57 q'_s \times \left(1 - \frac{2,31}{4,05}\right) = \mathbf{2,009q_s - 0,674q'_s} = 6,58 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Evaluation des efforts****tranchants Travée A-B :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{6,03 \times 3,05}{2} - \frac{7,08}{3,05} = 6,86 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{6,03 \times 3,05}{2} + \frac{7,08}{3,05} = -11,51 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**Travée B-C :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} - \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{6,03 \times 4,05}{2} + \frac{7,08}{4,05} = 13,95 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{6,03 \times 4,05}{2} + \frac{7,08}{4,05} = -10,46 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Les résultats des sollicitations dans les différents types de poutrelles (plus défavorables) sont représentés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.4.** Tableau des sollicitations max dans les différents types de poutrelles de l'étage courant

Type	Sollicitations (Moments et Efforts tranchants)
01	$\begin{cases} \text{ELU } M_a^B = -7,08 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_a^B = -5,10 \text{ KN.m} \end{cases}$
02	$\begin{cases} \text{ELU } M^B = -6,18 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M^B = -4,46 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} \text{ELU } M^C = -5,73 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M^C = -4,14 \text{ KN.m} \end{cases}$

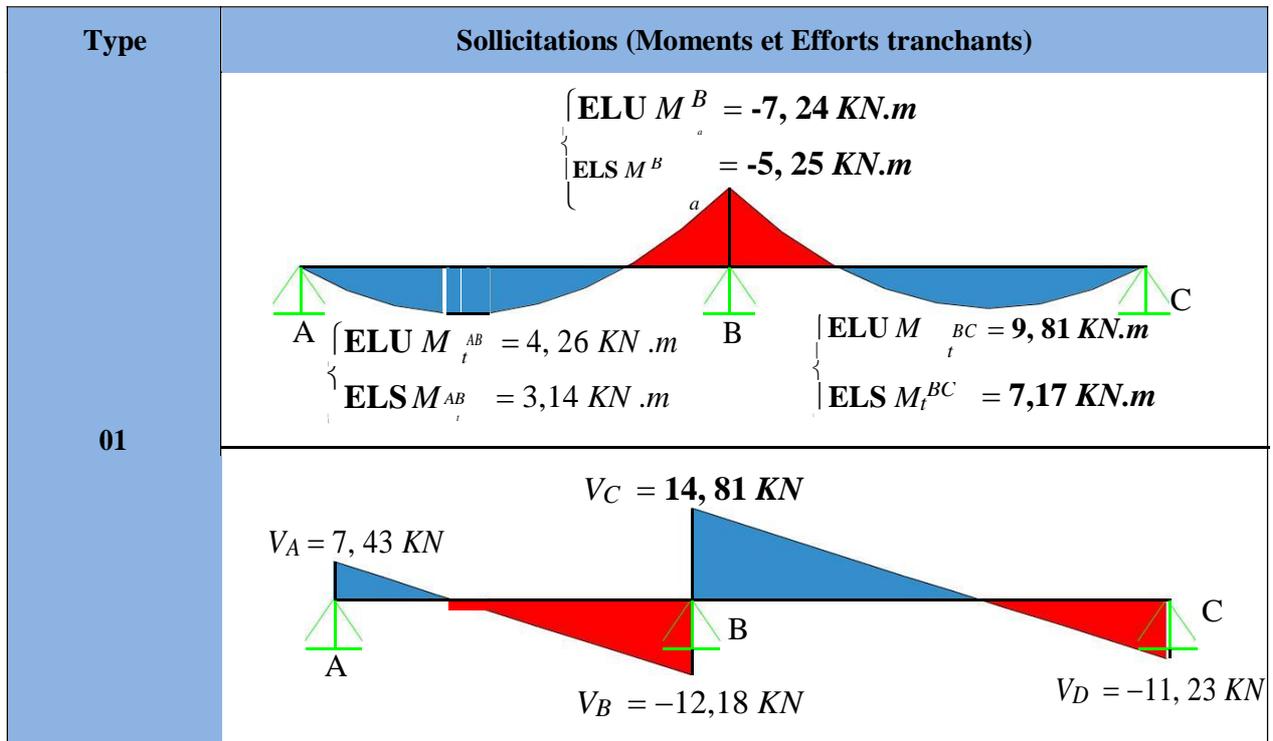
Etage 10 (Duplex avec Terrasse accessible)

Tableau III.5. Tableau des sollicitations max dans les différents types de poutrelles de l'étage 10

Type	Sollicitations (Moments et Efforts tranchants)
02	$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } M^B = -7,61 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_a^B = -5,53 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } M^C = -7,06 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_a^C = -5,13 \text{ KN.m} \end{array} \right.$
	$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } M_t^{AB} = 12,25 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_t^{AB} = 8,89 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } M_t^{BC} = 7,55 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_t^{BC} = 5,48 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } M_t^{CD} = 7,13 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_t^{CD} = 5,18 \text{ KN.m} \end{array} \right.$
	$V_A = 15,04 \text{ KN} \quad V_B = 15,93 \text{ KN} \quad V_C = 13,48 \text{ KN} \quad V_D = -12,26 \text{ KN}$ $V_B = -16,55 \text{ KN} \quad V_C = 1,93 \text{ KN}$
04	$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } M^{AB} = 12,36 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_t^{AB} = 8,94 \text{ KN.m} \end{array} \right.$
	$V_A = 12,21 \text{ KN} \quad V_B = -12,21 \text{ KN}$

**Terrasse inaccessible**

**Tableau III.6.** Tableau des sollicitations max dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible



**Sollicitation maximales pour les différents niveaux**

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales dans les différents niveaux :

**Tableau III.7.** Tableau des sollicitations maximales pour les différents planchers

Type de Plancher	Etat limite Ultime (ELU)				Etat limite de Service (ELS)		
	Mmt en Travée (KN.m)	Mmt en Appuis Interm. (KN.m)	Mmt en Appuis de rives (KN.m)	V <sub>MAX</sub> (KN)	Mmt en Travée (KN.m)	Mmt en Appuis Interm. (KN.m)	Mmt en Appuis de rives (KN.m)
RDC+Etages courants	10,09	-7,08	-1,85	13,95	7,30	-5,10	-1,34
Etage 10 Duplex + Terrasse Accessible	12,36	-7,61	-2,28	16,55	8,94	-5,53	-1,65
Terrasse Inaccessible	9,81	-7,24	-1,41	14,81	7,17	-5,25	-1,03

**Ferraillage des poutrelles**

On prend comme exemple les sollicitations maximales du plancher étage courant.

$$\begin{array}{l}
 \text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_t^u = 10,09 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{int}} = -7,08 \text{ KN.m} \\ M_a = -1,85 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} M_t^s = 7,30 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{int}} = -5,10 \text{ KN.m} \\ M_a = -1,34 \text{ KN.m} \end{array} \right. \\
 V_{\text{max}} = 13,95 \text{ KN}
 \end{array}$$

**Les caractéristiques de la poutrelle sont:**

$$\begin{array}{l}
 \left\{ \begin{array}{l} b = 65 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ b_0 = 10 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} d = 18 \text{ cm} \\ d' = 2 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \end{array} \right.
 \end{array}$$

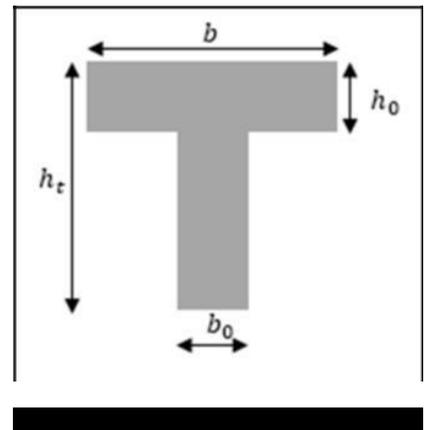


Figure III.2. Coupe transversale d'une poutrelle

✓ **Calcul à ELU:**

➤ **Armatures longitudinales**

**En travée**

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple selon l'organigramme (Annexe n° 2)

**Calcul du moment équilibré par la table de compression:**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m}$$

M<sub>tu</sub> = 59,072 KN.m ≥ M<sub>t</sub> = 10,09 KN.m ⇒ L'axe neutre se trouve dans la table de compression

(la table est partiellement comprimée) ⇒ Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b×h).

$$\frac{M_t}{10,09 \times 10^{-3}}$$

$$\mu_{bu} = b \times d^2 \times f_{bu} = 0,65 \times 0,18^2 \times 14,2 = 0,033 \leq 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

Les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires.

Pivot A :  $\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$= \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,808} \Rightarrow \alpha = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,033} \Rightarrow \alpha = 0,041$$

$$= d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,18(1 - 0,4 \times 0,041) = 0,177m$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{10,09 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 1,63cm^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :** CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 1,41cm^2 \leq A_{calculée}$$

### En appuis

#### Appuis intermédiaires

Au niveau des appuis les moments sont négatifs, donc le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a^{inter}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,08 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,153 \leq 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$= \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,80,8} \Rightarrow \sqrt{\alpha} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,153}}{0,80,8} = 0,208$$

$$= d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,18(1 - 0,4 \times 0,208) = 0,165 m$$

$$A_{inter} = \frac{M_{a^{inter}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_{inter} = \frac{7,08 \times 10^{-3}}{0,165 \times 348} = 1,23cm^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :** CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,22 cm^2 \leq A_{calculée}$$

#### Appuis de rives

$$\mu_{bu} = \frac{M_{arive}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,85 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,040 \leq 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$= \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,80,8} \Rightarrow \sqrt{\alpha} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,040}}{0,80,8} = 0,051$$

$$= d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,18(1 - 0,4 \times 0,051) = 0,176 m$$

$$A_{rive}^a = \frac{M_{arive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_{rive}^a = \frac{1,85 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 0,302 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :** **CBA93 (Art A.4.2.1)**

$$A_a^{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2 \leq A_a^{\text{calculée}}$$

- **Armatures transversales BAEL99 (Art 5.1.2.2)**

$$\phi \leq \min \left( \phi_{\min}; \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35} \right) \Rightarrow \phi \leq \min (8; 10; 5,71)$$

Soit:  $\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow$  On adopte un étrier  $\phi_6 : A_{trs} = 2\phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la poutrelle au cisaillement CBA93 (Art A.5.1.1)**

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \tau = \min \left( \frac{0,20 f_{ct}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{13,95 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,775 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0,775 \leq \tau_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Calcul des espacements**

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0,9d; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times 0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times K \times f_{t28})} = 155,82 \text{ cm Avec } \alpha = 90^\circ \text{ et } K=1 \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0,4} = 56 \text{ cm} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

On adopte : **S<sub>t</sub> = 15 cm.**

Choix des armatures opté pour l'étage courant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } 2HA10 + 1HA8 = 2,07 \text{ cm}^2 \\ \text{En Appui intermédiaire : } 1HA12 + 1HA8 = 1,63 \text{ cm}^2 \\ \text{En Appui de rive : } 1HA8 = 0,5 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

### Vérifications nécessaires

#### Vérifications à l'ELU

#### Vérifications vis-à-vis de l'effort tranchant

##### 1- Vérification de la bielle

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0,267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$

avec  $a = \min [0,9d; (\text{largeur de l'appui} - 4 \text{ cm})] = \min [16,2; (30 - 4)] = 16,2 \text{ cm}$

$$V_u = 13,95 \text{ KN} \leq 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 \times 10^3 = 108,135 \text{ KN}$$

**Remarque :** Pas de risque d'écrasement de la bielle sous l'effet de l'effort tranchant.

##### 2- Vérification des armatures longitudinales CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

#### Appui de rive

On doit vérifier que :  $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$

$$A_l \geq \frac{1,15 \times 13,95 \times 10^{-3} \times 10^4}{400} = 0,40 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 2,07 + 0,5 = 2,57 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2,57 \text{ cm}^2 \geq 0,38 \text{ cm}^2$$

#### Appui intermédiaire

On doit vérifier que :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \times \left( 13,95 + \frac{7,08}{0,9 \times 0,18} \right) \times 10 = 0,855 \text{ cm}^2$$

### 3- Vérification de la jonction table nervure BAEL99 (Art. A.5.1.2.1.1)

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u \times \left( \frac{b-b'}{2} \right)}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \tau_{u,lim} = \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\tau_u = \frac{13,95 \times \left( \frac{0,65 - 0,10}{2} \right) \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 0,910 \text{ MPa} \leq \tau_{u,lim} = \frac{3,33}{1} \text{ MPa}$$

#### Remarque :

Toutes les conditions à l'ELU sont satisfaites.

#### Vérifications à l'ELS

Les vérifications à faire à l'ELS concernent : l'état limite d'ouverture des fissures, l'état limite de compression du béton, ainsi que l'état limite de déformation. Puisque la fissuration est peu nuisible, donc la vérification de l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire (BAEL91 Art. B.6.3).

#### Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

#### En travée

$M_t^{ser} = 7,30 \text{ KN.m}$  avec  $A_t = 2,07 \text{ cm}^2$  et  $A' = 0 \text{ cm}^2$

Calcul de la position de l'axe neutre :

$$= \frac{b \times h_0^2}{22} - 15 \frac{A_t (d - h_0)}{22} = \frac{0,65 \times 0,04^2}{22} - 15 \times \frac{2,07 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04)}{22} = 8,53 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$H > 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression  $\Rightarrow$  Calcul d'une section ( $b \times h$ ).

Calcul de  $y$  :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_t y - 15 A_t d = 0$$

$$32,5 y^2 + 31,05 y - 558,9 = 0 \Rightarrow \text{La résolution de cette équation nous donne : } y = 3,69 \text{ cm.}$$

Calcul du moment d'inertie I :

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{b}{3} y^3 + 15A(d-y)^2 \\
 &= \frac{65}{3} 3^3 \times 3,69^3 + 15 \times 2,07(18-3,69)^2 \\
 &= 7446,94 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Calcul de la contrainte  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{7,30 \times 10^{-3}}{7446,94 \times 10^{-8}} \times 3,69 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Remarque :** Pas de risque d'écrasement de la bielle sous l'effet du moment.

### En appuis

#### Appui intermédiaire

$$M_a^{ser} = -5,10 \text{ KN.m} \text{ et } A_a^{inter} = 1,63 \text{ cm}^2$$

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

- Calcul de y :

$$\begin{cases} \frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \\ 15y^2 + 24,45y - 440,1 = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{La résolution de cette équation nous donne : } y = 7,25 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie I :

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d-y)^2 \\
 &= \frac{10}{3} 3^3 \times 7,25^3 + 15 \times 1,63(18-7,25)^2 \\
 &= 4095,76 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Calcul de la contrainte  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{5,10 \times 10^{-3}}{4095,76 \times 10^{-8}} \times 7,25 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 9,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Etat limite de déformation (flèche)**

D'après l'article du **BAEL 91 (Art.B.6.5)** la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \quad \dots\dots\dots 1 \\ \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \quad \dots\dots\dots 2 \\ l \leq 8m \quad \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

Avec :

h : Hauteur de la poutrelle.

L : Longueur de la travée.

M<sub>t</sub> : Moment en travée à l'ELS.

M<sub>0</sub> : Moment isostatique de la travée à l'ELS.

A<sub>t</sub> : Section des armatures en travée choisie.

On illustre comme exemple la travée "BC" de la poutrelle de **type (1)** du plancher étage courant.

Avec :  $L_{\max} = 4,05 \text{ m}$  ;  $M^s = 8,94 \text{ KN.m}$  ;  $M^t = 2,009 \text{ q} - 0,674 \text{ q' KN.m}$  et  $A = 2,07 \text{ cm}^2$

**Vérification des conditions :**

$$\frac{0,20}{4,05} = 0,049 \geq \frac{2,009 \times ((5,21 + 1,5) \times 0,65)}{15 \times 8,94} = 0,048$$

$$\frac{2,07 \times 10^{-4}}{0,10 \times 0,18} = 0,0115 \geq \frac{3,6}{f_e} = 0,009$$

**Remarque :** La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que :  $\Delta f \leq f^-$

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

$$\Delta f = f_{sv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$f = \frac{M_{ser} \times l^2}{10 \times E \times I_f}$$

$f_{gv}$  Et  $f_{gi}$  : Flèches dues au 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).

La flèche admissible  $\bar{f}$  pour une poutre inférieure à 5 m est de :

$$f = \frac{l}{500} = \frac{405}{500} = 0,81cm$$

❖ **Evaluation des moments en travée :**

$q_g^{ser} = 0,65 \times G$  : La charge permanente totale qui revient à la poutrelle.

$q_j^{ser} = 0,65 \times J$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_p^{ser} = 0,65 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$\begin{cases} G = 5,21 \text{ KN/m}^2 \\ J = 3,85 \text{ KN/m}^2 \\ P = 6,71 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_g^{ser} = 3,38 \text{ KN/m} \\ q_j^{ser} = 2,50 \text{ KN/m} \\ q_p^{ser} = 4,36 \text{ KN/m} \end{cases} \text{ et } \begin{cases} q'^{ser}_g = 2,25 \text{ KN/m} \\ q'^{ser}_j = 2,50 \text{ KN/m} \\ q'^{ser}_p = 3,23 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$M_t^{ser} = 2,009 \times q - 0,674 \times q'$  *Obtenu par la méthode de Caquot minorée.*

$$\begin{cases} M_G^{ser} = 2,009 \times 3,38 - 0,674 \times 2,25 = 5,273 \text{ KN.m} \\ M_j^{ser} = 2,009 \times 2,50 - 0,674 \times 2,50 = 3,337 \text{ KN.m} \\ M_p^{ser} = 2,009 \times 4,36 - 0,674 \times 3,23 = 6,582 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Calcul des contraintes**

$\sigma_{st}$  : Contrainte de l'acier sous l'effet du chargement considéré.

$$\begin{cases} \sigma_{st}^G = 15 \frac{M_G^{ser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{5,273 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,0369)}{7446,94 \times 10^{-8}} = 151,98 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^J = 15 \frac{M_j^{ser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{3,337 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,0369)}{7446,94 \times 10^{-8}} = 96,18 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^P = 15 \frac{M_p^{ser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{6,582 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,0369)}{7446,94 \times 10^{-8}} = 189,71 \text{ MPa} \end{cases}$$

**Caractéristiques de la section**

La position de l'axe neutre ainsi que le moment d'inertie ont été calculés auparavant :

$$y_g = 3,69 \text{ cm et } I = 7446,94 \text{ cm}^4 .$$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_g = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} \Rightarrow \text{Avec } \begin{cases} S_1 = b \times h \\ S_2 = b_0 \times (h - h_0) \\ S = 15 \times A_t \end{cases} \text{ et } \begin{cases} y_1 = \frac{h}{2} \\ y_2 = h_0 + \frac{(h - h_0)}{2} \\ y_3 = d \end{cases} \Rightarrow y_g = 6,64 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie de la section homogène I<sub>0</sub> :**

$$I_0 = \frac{b \times y_g^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - y_g)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (y_g - h_0)^3}{3} + 15 \times A_t (d - y_g)^2 + 15 \times A_t (y_g - d)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 6,64^3}{3} + \frac{10 \times (20 - 6,64)^3}{3} - \frac{(65 - 10) \times (6,64 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,07 \times (18 - 6,64)^2$$

$$I_0 = 17959,7 \text{ cm}^4$$

**Calcul des moments d'inertie fissurés I<sub>f</sub>**

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2,07}{10 \times 18} = 0,0115$$

$$\lambda = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} \Rightarrow \lambda = 3,71 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda = \frac{2}{5} \times \lambda_i \Rightarrow \lambda = 1,48 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} = 0,595 \\ \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} = 0,436 \\ \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} = 0,660 \end{cases} \text{ si } \mu < 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\left\{ \begin{aligned} y_{ji} &= \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 17959,7}{1 + 3,71 \times 0,436} = 7547,36 \text{ cm}^4 \\ I_{gi} &= \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 17959,7}{1 + 3,71 \times 0,595} = 6156,30 \text{ cm}^4 \\ I_{pi} &= \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 17959,7}{1 + 3,71 \times 0,660} = 5727,20 \text{ cm}^4 \\ I_{gv} &= \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 17959,7}{1 + 1,484 \times 0,595} = 10488,10 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right.$$

**Calcul des modules de déformation longitudinaux  $E_i$  et  $E_v$  :**

$$E_v = 11000 \times \sqrt[3]{(f_{c28})} = 10818,86 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$E_i = 3E_v = 32456,59 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

**Calcul des flèches  $f$**

$$f_{ji} = \frac{M_j^{ser} \times l^2}{10 \times E \times I_{ij}} = \frac{3,337 \times 10^{-3} \times 4,05^2}{10 \times 32456,59 \times 7547,36 \times 10^{-8}} = 0,00223 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g^{ser} \times l^2}{10 \times E \times I_{gi}} = \frac{3,872 \times 10^{-3} \times 4,05^2}{10 \times 32456,59 \times 6156,3 \times 10^{-8}} = 0,00432 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p^{ser} \times l^2}{10 \times E \times I_{pi}} = \frac{6,582 \times 10^{-3} \times 4,05^2}{10 \times 32456,59 \times 5727,2 \times 10^{-8}} = 0,00580 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g^{ser} \times l^2}{10 \times E \times I_{gv}} = \frac{3,872 \times 10^{-3} \times 4,05^2}{10 \times 10818,86 \times 10488,10 \times 10^{-8}} = 0,00762 \text{ m}$$

**Calcul de la flèche totale  $\Delta f$**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 6,87 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 6,87 \text{ mm} < \overline{f_{adm}} = 8,10 \text{ mm}$$

La condition de flèche est vérifiée.

**Ferraillage des poutrelles des différents niveaux**

On procède au ferraillage des poutrelles pour les différents planchers de la même manière que l'exemple de calcul précédent, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.8.** Calcul du ferraillage longitudinal à l'ELU des différents niveaux

Niveaux	Localisation	$M^{mt}(KN$ $.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z(m)$	$A_{cal}(c$ $m^2)$	$A_{min}($ $cm^2)$	$A_{Adoptée}(cm^2)$
<b>RDC+Etages courants</b>	Travée	10,09	0,033	0,041	0,177	1,63	1,41	<b>2HA10+1HA8</b> <b>2,07 cm<sup>2</sup></b>
	Appui Inter.	-7,08	0,153	0,208	0,165	1,23	0,22	<b>1HA12+1HA8</b> <b>1,63 cm<sup>2</sup></b>
	Appui Rive	-1,854	0,040	0,051	0,176	0,30	0,22	<b>1HA8</b> <b>0,5 cm<sup>2</sup></b>
<b>Etage 10 Duplex Et Terrasse accessible</b>	Travée	12,36	0,041	0,052	0,176	2,01	1,41	<b>2HA10+1HA8</b> <b>2,07 cm<sup>2</sup></b>
	Appui Inter.	-7,61	0,165	0,227	0,163	1,33	0,22	<b>1HA12+1HA8</b> <b>1,63 cm<sup>2</sup></b>
	Appui Rive	-2,28	0,049	0,063	0,175	0,38	0,22	<b>1HA8</b> <b>0,5 cm<sup>2</sup></b>
<b>Terrasse Inaccessible</b>	Travée	9,81	0,032	0,041	0,177	1,59	1,41	<b>2HA10+1HA8</b> <b>2,07 cm<sup>2</sup></b>
	Appui Inter.	-7,24	0,157	0,215	0,164	1,26	0,22	<b>1HA12+1HA8</b> <b>1,63 cm<sup>2</sup></b>
	Appui Rive	-1,41	0,030	0,038	0,177	0,28	0,22	<b>1HA8</b> <b>0,5 cm<sup>2</sup></b>

Le ferraillage transversal adopté pour les poutrelles de tous les niveaux est :

$$Un \text{ étrier} \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

**Vérification des poutrelles aux états limites à l'ELU et à l'ELS**

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications à l'ELU obtenus pour les différents planchers :

**Tableau III.9.** Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (MPa)	Armatures Longitudinales $A_l(\text{cm}^2) >$		Vérification de la Bielle $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_c$ (KN)	Jonction Table- $\tau'_{vu} \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$	$\frac{\gamma_s}{J_e} \left( V_u + \frac{M^{inter}}{0,9 \times d} \right)$		
RDC/Etages Courants	0,775 < 3,33	2,57 > 0,38	3,7 > -0,87	13,41 < 108,135	0,910 < 3,33
Etage 10 Duplex Et Terrasse accessible	0,919 < 3,33	2,57 > 0,47	3,7 > -0,88	16,55 < 108,135	1,08 < 3,33
Terrasse Inaccessible	0,822 < 3,33	2,57 > 0,42	3,7 > -0,86	14,81 < 108,135	0,966 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications à l'ELS obtenus pour les différents planchers

**Tableau III. 10.** Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Localisation	$M^{Ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contraintes $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
RDC/Etages Courants	Travée	7,30	2,07	3,70	7446,94	3,62 < 15	Vérifiée
	Appui	-5,10	1,63	7,25	4095,80	9,02 < 15	Vérifiée
Etage 10 Duplex Et Terrasse Accessible	Travée	8,94	2,07	3,70	7446,94	4,45 < 15	Vérifiée
	Appui	-5,53	1,63	7,25	4095,80	9,79 < 15	Vérifiée
Terrasse Inaccessible	Travée	7,17	2,07	3,70	7446,94	3,56 < 15	Vérifiée
	Appui	-5,25	1,63	7,25	4095,80	9,29 < 15	Vérifiée

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications de l'état limite de déformation (Flèches) obtenus pour les différents planchers

**Tableau III.11.** Tableau récapitulatif des vérifications des flèches des différents niveaux

Niveaux	RDC/Etages courants	Etage 10 Duplex et Terrasse accessible	Terrasse inaccessible
<i>Type de poutrelle</i>	Type 01	Type 04	Type 01
<i>L (m)</i>	4,05	4,05	4,05
<i>q<sub>j</sub><sup>ser</sup> (KN/m)</i>	2,50	2,50	1,852
<i>q<sub>g</sub><sup>ser</sup> (KN/m)</i>	3,38	3,38	4,043
<i>q<sub>p</sub><sup>ser</sup> (KN/m)</i>	4,36	4,36	4,693
<i>M<sub>j</sub><sup>ser</sup> (KN/m)</i>	3,33	5,12	2,471
<i>M<sub>g</sub><sup>ser</sup> (KN/m)</i>	5,27	6,93	6,309
<i>M<sub>p</sub><sup>ser</sup> (KN/m)</i>	6,58	8,94	7,176
<i>I (cm<sup>4</sup>)</i>	7446,94	7446,94	7446,94
<i>I<sub>0</sub> (cm<sup>4</sup>)</i>	17959,70	17959,70	17959,70
<i>λ<sub>i</sub></i>	3,71	3,71	3,71
<i>λ<sub>v</sub></i>	1,48	1,48	1,48
<i>σ<sub>st</sub><sup>j</sup> (MPa)</i>	96,18	147,67	71,19
<i>σ<sub>st</sub><sup>g</sup> (MPa)</i>	151,98	199,65	181,76
<i>σ<sub>st</sub><sup>p</sup> (MPa)</i>	189,71	257,63	206,74
<i>μ<sub>j</sub></i>	0,436	0,586	0,316
<i>μ<sub>g</sub></i>	0,595	0,674	0,648
<i>μ<sub>p</sub></i>	0,660	0,736	0,683
<i>I<sub>f</sub><sup>ji</sup> (cm<sup>4</sup>)</i>	7547,36	6220	9092,10
<i>I<sub>f</sub><sup>gi</sup> (cm<sup>4</sup>)</i>	6156,30	5643	58005,50
<i>I<sub>f</sub><sup>pi</sup> (cm<sup>4</sup>)</i>	5727,20	5293,80	5588,90
<i>I<sub>f</sub><sup>gv</sup> (cm<sup>4</sup>)</i>	10488,10	9876,30	10068
<i>f<sub>ji</sub> (mm)</i>	2,23	4,16	1,37
<i>f<sub>gi</sub> (mm)</i>	4,32	6,20	5,49
<i>f<sub>pi</sub> (mm)</i>	5,80	8,53	6,48
<i>f<sub>gv</sub> (mm)</i>	7,62	10,63	9,50
<i>Δf<sub>tot</sub> (mm)</i>	6,87	8,80	9,11
<i>f<sub>adm</sub> (mm)</i>	8,10	8,10	8,10
<i>Observation</i>	Vérifiée	Non Vérifiée	Non Vérifiée

### Remarque

On constate d'après les résultats obtenus, que la condition de flèche n'est pas vérifiée pour le plancher de l'étage 10 (Duplex) et pour le plancher Terrasse inaccessible, on opte donc pour une augmentation de la section de ferrailage en travée des poutrelles de ces deux derniers planchers dans un premier lieu.

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications de l'état limite de déformation (Flèches) obtenus après augmentation des sections du ferrailage :

**Tableau III. 12.** Nouvelles sections d'armatures en travée des poutrelles de l'étage 10 et Terrasse inaccessible et vérification de la flèche admissible

Niveaux	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	f <sub>t</sub> ≤ f <sub>adm</sub>		Observation
				f <sub>t</sub> (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)	
<b>Etage 10 (Duplex)</b>	3HA10=2,36	8323	3,91	8,03	8,10	<b>Vérifiée</b>
<b>Terrasse inaccessible</b>	2HA10+1HA12=2,70	9317,4	4,15	7,53	8,10	<b>Vérifiée</b>

**Schémas de ferrailage des poutrelles des différents niveaux**

Le tableau ci-dessous résume les différents schémas de ferrillages des poutrelles pour les différents niveaux :

**Tableau III. 13.** Schémas de ferrailage des poutrelles des différents niveaux

Niveau	Appui de rive	Travée	Appui Intermédiaire
<b>Terrasse Inaccessible</b>			
<b>Etage 10 (Duplex)</b>			
<b>RDC+Etage Courant</b>			

### III.1.1.2. Etude de la dalle de compression

Selon le CBA (Art B.6.8.4.2.3)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

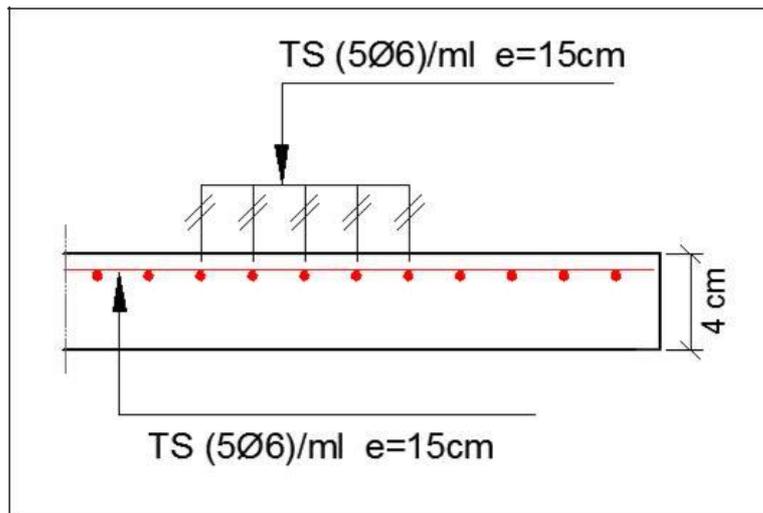
$$\left\{ \begin{array}{l} A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,52}{2} = 0,26 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Choix des armatures et espacements à adopter :

D'après le CBA les espacements ne doivent pas dépasser :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 20 \text{ cm} : \text{ Pour les armatures perpendiculaires aux nervures.} \\ S_t \leq 30 \text{ cm} : \text{ Pour les armatures parallèles aux nervures.} \end{array} \right.$$

On opte pour un treillis soudé : **TS 5Ø6 (15×15) cm<sup>2</sup>**



*Figure III.3.* Ferrailage de la dalle de compression

**III.1.2. Calcul des planchers à dalle pleine**

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, qui repose sur un ou plusieurs appuis.

**Remarque**

En raison du nombre conséquent de panneaux de dalles, les calculs présentés concernent les panneaux les plus sollicités pour chaque type de dalle.

**a. Dalle sur deux appuis perpendiculaires (Panneau D1 –Annexe n° 1.a)**

**Caractéristiques de la dalle:**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,36 \text{ KN} / \text{m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ l_x = 1,65 \text{ m} ; l_y = 2,75 \text{ m} ; e = 0,12 \text{ m} \\ \rho = 0,6 > 0,4 \end{array} \right.$$

Donc la dalle fléchit selon les deux sens.

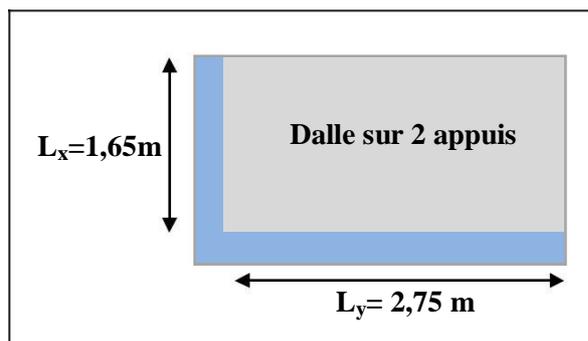


Figure III.4. Dalle sur deux appuis D1

**Evaluation des charges**

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

$$\left\{ P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 12,486 \text{ KN} / \text{m} \right.$$

**Calcul des sollicitations**

Moments isostatiques

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x \times P \times l^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{array} \right.$$

Avec  $\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donnés par le tableau en Annexe n°3

**ELU**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,6 \\ \mu_x = 0,0822 \\ \mu_y = 0,2948 \end{array} \right.$$

**ELS**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,6 \\ \mu_x = 0,0870 \\ \mu_y = 0,4672 \end{array} \right.$$

**Tableau III. 14.** Estimation des moments dans le panneau (D1)

	ELU		ELS	
	M <sub>x</sub> (KN.m)	M <sub>y</sub> (KN.m)	M <sub>x</sub> (KN.m)	M <sub>y</sub> (KN.m)
M <sub>0</sub>	2,74	0,82	2,09	0,98
M <sub>t</sub> <sup>x,y</sup> = 0,85M <sub>t</sub> <sup>x,y</sup>	2,33	0,69	1,77	0,83
M <sub>a</sub> <sup>x</sup> = M <sub>a</sub> <sup>y</sup> = -0,5M <sub>0</sub>	-1,37		-1,04	

**Calcul du ferrailage à l'ELU**

Le ferrailage de la dalle pleine est calculé comme une section rectangulaire ( $b \times e$ ) soumise à la flexion simple pour une bande de 1ml, suivant l'organigramme du BAEL en Annexe n° 2.

**Exemple de calcul :**

**Données :** FN ;  $b=1\text{m}$  ;  $e=12\text{cm}$  ;  $c=3\text{cm}$

**Travée (Sens x)**

$$\mu_{bu} = \frac{2,33 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,020 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A et } \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,$$

$$0,25 z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,089$$

$$A_t^x = \frac{2,33 \times 10^{-3}}{0,089 \times 348} = 0,75\text{cm}^2$$

**- Condition de non fragilité**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{array} \right. \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^{\min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,6) \times 100 \times 12 = 1,152\text{ cm}^2 > A_t^x \text{ Calculée} \\ A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 12 = 0,96\text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Choix des armatures en travée :**  $A_t^x = 5\text{HA}8/\text{ml} = 2,51\text{ cm}^2/\text{ml}$

**Calcul des espacements :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La fissuration est nuisible.} \\ S_t \leq \min(2e ; 25) \Rightarrow S_t = 20\text{ cm} \\ 100 / 5 = 20\text{ cm} \end{array} \right.$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.15.** Ferrailage du panneau (D1)

Position	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St
Travée	X-X	2,33	0,020	0,025	0,089	0,752	1,152	5HA8=2,51	20
	Y-Y	0,69	0,006	0,007	0,089	0,222	0,96	5HA8=2,51	20
Appui	X-X ; Y-Y	-1,37	0,012	0,015	0,089	0,442	1,152	5HA8=2,51	20

**Vérification à l'ELU****Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$v_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \gamma \frac{f_{c,28}}{25} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} V_x = P \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{12,486 \times 1,65}{2} \times \frac{2,75^4}{2,75^4 + 1,65^4} = 9,11 \text{ KN} \\ V_y = P \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{12,486 \times 2,75}{2} \times \frac{1,65^4}{2,75^4 + 1,65^4} = 1,96 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \tau_{ux} = \frac{V_u^x}{b \times d} = 0,101 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa} \\ \tau_{uy} = \frac{V_u^y}{b \times d} = 0,021 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

**Remarque :** Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Vérifications à l'ELS :**

La dalle D1 se trouve à l'extérieur (FN), alors on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton  $\sigma_{bc}$  ainsi que la contrainte de traction dans l'acier  $\sigma_{st}$ .

**Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{I} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c,28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de la position de l'axe neutre y et du moment d'inertie I :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 2,51 \times y - 15 \times 2,51 \times 9 = 0 \Rightarrow y = 2,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 2095,1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1,91 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq (F.N) \sigma_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times \sqrt{110 \eta \times f_{t,28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 1,77 \times 10^{-3}}{2095,1 \times 10^{-8}} \times (0,09 - 0,0225) = 86,15 \text{ MPa} < \sigma_s$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications à l'ELS du panneau D1 :

**Tableau III.16.** Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS du panneau D1

Position	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} \text{ (MPa)}$		Obs.	$\sigma_s \leq \sigma_s \text{ (MPa)}$		Obs.
					$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$		$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	
Travée	X-X	1,77	2,25	2095,1	1,91	15	Vérifiée	86,15	210,63	Vérifiée
	Y-Y	0,83	2,25	2095,1	0,89	15	Vérifiée	40,25	201,63	Vérifiée
Appui	X-X;Y-Y	-1,04	2,25	2095,1	1,12	15	Vérifiée	50,67	201,63	Vérifiée

**Etat limite de déformation (Flèche) :**

**Sens x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l_x} = \frac{0,12}{1,65} = 0,072 > \max \left[ \frac{3}{80}, \frac{1,77}{20 \times 2,09} \right] = 0,042 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2}{2,78 \times 10} < \frac{2}{5 \times 10} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 3) L_x = 1,65 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**Sens y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l_y} = \frac{0,12}{2,75} = 0,043 > \max \left[ \frac{3}{80}, \frac{0,83}{20 \times 0,98} \right] = 0,042 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2}{2,78 \times 10} < \frac{2}{5 \times 10} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 3) L_y = 2,75 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

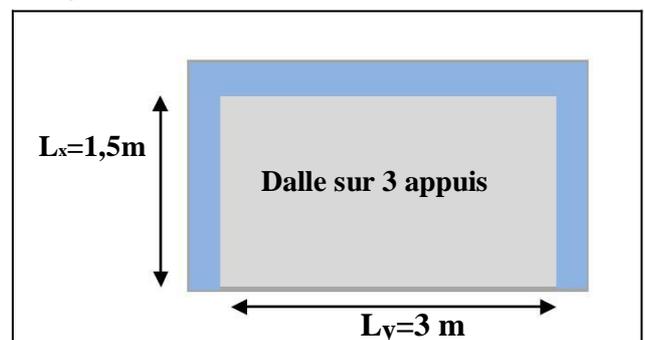
Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**b. Dalle sur trois appuis (Panneau D2' du 9<sup>ème</sup> étage -Annexe 1.i)**

**Caractéristiques de la dalle**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,36 \text{ KN} / \text{m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ l_x = 1,5 \text{ m} ; l_y = 3 \text{ m} ; e = 0,12 \text{ m} \\ \rho = 0,5 > 0,4 \end{array} \right.$$

Donc la dalle fléchit selon les deux sens.



**Figure III.5.** Dalle sur trois appuis D2'

**Evaluation des charges**

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \times 1 \text{ m} = 12,486 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

- **Calcul des sollicitations**

Moments isostatiques de la dalle  $\{M$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x \geq \frac{l_y}{2} \\ M_0^x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_{0,y} = \frac{P \times l_y}{8} \times \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_x^3}{48} \end{array} \right.$$

**Remarque :**

Cas particulier : les sollicitations de la dalle sur trois appuis sont calculées sur leur longueur totale, ce qui conduit à diviser les moments isostatiques sur la longueur et la largeur de la dalle, comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \frac{M_0^x}{l_y} \\ M_0^y = \frac{M_{0,y}}{l_x} \end{array} \right.$$

**Calcul des moments :**

Le tableau ci-dessous résume les moments calculés dans le panneau (D2') :

**Tableau III.17.** Tableau récapitulatif des moments dans le panneau (D2')

Moments	ELU		ELS	
	M <sub>x</sub> (KN.m)	M <sub>y</sub> (KN.m)	M <sub>x</sub> (KN.m)	M <sub>y</sub> (KN.m)
M <sub>0</sub>	14,04	7,02	9,97	4,98
M' <sub>0</sub> = M <sub>0</sub> / L <sub>x,y</sub>	4,68	4,68	3,32	3,32
M <sub>t</sub> <sup>x,y</sup> = 0,85M' <sub>t</sub> <sup>x,y</sup>	3,98	3,98	2,82	2,82
M <sub>a</sub> <sup>x</sup> = M <sub>a</sub> <sup>y</sup> = -0,5M' <sub>0</sub> <sup>x</sup>	-2,34		-1,66	

**Calcul du ferrailage à l'ELU**

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.18.** Ferrailage du panneau (D2')

Position	Sens	M (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>opté</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)	St
Travée	X-X	3,98	0,034	0,043	0,088	1,27	1,20	5HA8=2,51	20
	Y-Y	3,98	0,034	0,043	0,088	1,27	0,96	5HA8=2,51	20
Appui	X-X ; Y-Y	-2,34	0,020	0,025	0,089	0,75	1,20	5HA8=2,51	20

**Vérification à l'ELU**

**Vérification de l'effort tranchant :**

Les résultats des vérifications de l'effort tranchant sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.19.** Tableau des vérifications de l'effort tranchant dans le panneau (D2')

Type	Sens	V <sub>u</sub> (KN)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)		Observation
			$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	
D2'	X-X	8,81	0,097	1,17	Vérifiée
	Y-Y	1,10	0,012	1,17	Vérifiée

**Vérifications à l'ELS**

**Vérification des contraintes :**

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications à l'ELS du panneau D1 :

**Tableau III.20.** Tableau des vérifications des contraintes à l'ELS dans le panneau (D2')

Position	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ (MPa)		Obs.	$\sigma_s \leq \sigma_s$ (MPa)		Obs.
					$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$		$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	
Travée	X-X	2,82	2,25	2095,1	3,03	15	Vérifiée	136,3	210,63	Vérifiée
	Y-Y	2,82	2,25	2095,1	3,03	15	Vérifiée	136,3	201,63	Vérifiée
Appui	X-X ; Y-Y	-1,66	2,25	2095,1	1,78	15	Vérifiée	80,17	201,63	Vérifiée

**Etat limite de déformation (Flèche) :**

**Sens x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,12}{1,5} = 0,08 > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{2,82}{20 \times 2,32} \right] = 0,042 \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} = 2,78 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 3) L_x = 1,5 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**Sens y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,12}{3} = 0,040 < \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{2,82}{20 \times 3,32} \right] = 0,042 \dots \text{Condition non vérifiée.} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} = 2,78 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 3) L_y = 3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

On remarque que la 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire selon le sens y.

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul de la flèche du panneau (D2')

**Tableau III.21.** Tableau récapitulatif de la vérification de la flèche du panneau (D2')

Sens	Y-Y
<i>Panneau de dalle</i>	D5
<i>L (m)</i>	3
$q_l^{ser}$ (KN/m)	3
$q_g^{ser}$ (KN/m)	5,36
$q_p^{ser}$ (KN/m)	8,86
$M_l^{ser}$ (KN/m)	0,95
$M_g^{ser}$ (KN/m)	1,71
$M_p^{ser}$ (KN/m)	2,82
$I$ (cm <sup>4</sup> )	2095,11
$Y$ (cm)	2,25
$Y_g$ (cm)	6,03
$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	14738,9
$\lambda_i$	7,52
$\lambda_v$	3,01
$\sigma_{st}^j$ (MPa)	46,17
$\sigma_{st}^g$ (MPa)	82,10
$\sigma_{st}^p$ (MPa)	136,20
$\mu_j$	0
$\mu_g$	0
$\mu_p$	0
$I_f^{ji}$ (cm <sup>4</sup> )	16213
$I_f^{gi}$ (cm <sup>4</sup> )	16213
$I_f^{pi}$ (cm <sup>4</sup> )	16213
$I_f^{gv}$ (cm <sup>4</sup> )	16213
$f_{ji}$ (mm)	0,16
$f_{gi}$ (mm)	0,29
$f_{pi}$ (mm)	0,48
$f_{gv}$ (mm)	0,87
$\Delta f_{tot}$ (mm)	0,90
$f_{adm}$ (mm)	6
<b>Observation</b>	<b>Vérifiée</b>

**c. Dalle sur trois appuis (Panneau D2 –Annexe n° 1.a)**

**Caractéristiques de la dalle**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,36 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \\ \gamma^{mur} = 1 \text{ KN/m}^2 \\ P^{mur} = \gamma^{mur} \times b \times h_{Garde-corps} = 1 \text{ KN} \\ l_x = 1,35 \text{ m} ; l_y = 4,4 \text{ m} ; e = 0,12 \text{ m} \\ \rho = 0,31 < 0,4 \end{array} \right.$$

Donc la dalle fléchit en un seul sens.

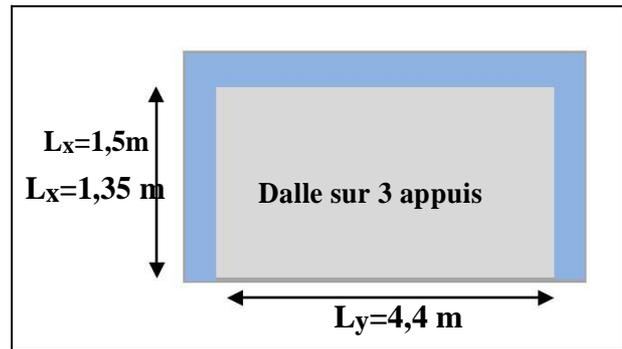


Figure III.6. Dalle sur trois appuis D2

**Remarque :** Le calcul de la dalle est assimilé à celui d'une console, soumise à la flexion simple supportant à son extrémité une charge concentrée, qui représente la charge du mur garde-corps, comme représenté sur la figure ci-dessous :

**Evaluation des charges**

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \times 1 \text{ m} = 12,486 \text{ KN/m} \text{ ELU} \\ q_u^{mur} = 1,35 \times p = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN} \\ P = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 8,86 \text{ KN/m} \text{ ELS} \\ q_s^{mur} = p^{mur} = 1 \text{ KN} \end{array} \right.$$

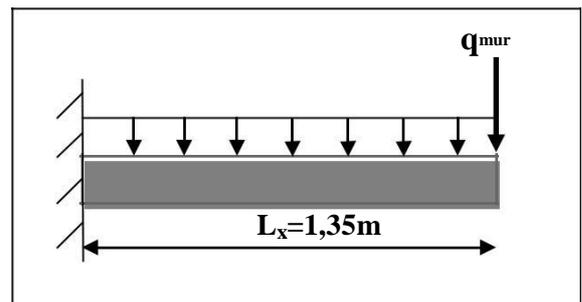


Figure III.7. Schéma statique de la dalle D2

**Calcul des sollicitations**

**Calcul des moments**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = - \left( \frac{P_u \times l^2}{2} + q_u^{mur} \times l \right) \\ M_u = - \left( \frac{12,48 \times 1,35^2}{2} + 1,35 \times 1,35 \right) \\ M_u = -13,2 \text{ KN.m} \end{array} \right. \text{ ELU} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_u = - \left( \frac{P \times l^2}{2} + q_s^{mur} \times l \right) \\ M_u = - \left( \frac{8,86 \times 1,35^2}{2} + 1 \times 1,35 \right) \\ M_u = -9,42 \text{ KN.m} \end{array} \right. \text{ ELS}$$

**Effort tranchant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = P_u \times l + q_u^{mur} \times l \\ V_u = 12,48 \times 1,35 + 1,35 = 18,20 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**Calcul du ferrailage à l'ELU**

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau.22.** Ferrailage du panneau (D2)

Position	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>opté</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)	St
Nappe supérieure	X-X	13,2	0,115	0,153	0,084	4,49	0,96	5HA12=5,65	20

**Les armatures de répartition :**

$$A_{répartition} = \frac{A_{tx}}{3} = \frac{5,65}{3} = 1,88 \text{ cm}^2$$

Choix :  $\left\{ \begin{array}{l} A_{répartition} = 5 \text{ HA8} = 2,51 \text{ cm}^2 \\ \text{Espacements : } S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$

**Vérification à l'ELU**

**Vérification de l'effort tranchant :**

Les résultats des vérifications de l'effort tranchant sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.23.** Tableau des vérifications de l'effort tranchant dans le panneau (D2)

Type	Sens	V <sub>u</sub> (KN)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ (MPa)}$		Observation
			$\bar{\tau}_u$	$\tau$	
D2	X-X	18,20	0,202	1,17	Vérifiée

**Vérifications à l'ELS**

**Vérification des contraintes :**

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications à l'ELS du panneau D2 :

**Tableau III.24.** Tableau des vérifications des contraintes à l'ELS dans le panneau (D2)

Position	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$		Obs.	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ (MPa)}$		Obs.
					$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc}$		$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s$	
Nappe supérieure	X-X	9,42	3,14	3942,2	7,52	15	Vérifiée	209,79	201,63	Non Vérifiée

**Remarque :**

La condition de la contrainte de traction dans les aciers  $\sigma_s$ , n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armatures à l'ELS.

$$\left\{ \begin{aligned} \beta &= \frac{M_s}{b \times d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{9,42 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 201,63} = 5,767 \times 10^{-3} \\ \alpha &= \sqrt{\frac{90 \beta \times (1-\alpha)}{3-\alpha}} \end{aligned} \right.$$

Après avoir effectué les itérations, on trouve :  $\alpha = 0,355$

$$A_s = \frac{M_s}{d \times (1 - \frac{\alpha}{3}) \times \bar{\sigma}_s} = \frac{9,42 \times 10^{-3}}{0,09 \times (1 - \frac{0,355}{3}) \times 201,63} = 5,88 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 6 HA12 = 6,79 cm<sup>2</sup> / ml

Les armatures de répartition :

$$A^y_{répartition} = \frac{A^x}{3} = \frac{6,79}{3} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Choix :  $\left\{ \begin{aligned} &A_{répartition} = 5 \text{ HA8} = 2,51 \text{ cm}^2 \\ &Espaces : S_t = 20 \text{ cm} \end{aligned} \right.$

Etat limite de déformation (Flèche) :

Sens x :

$$\left\{ \begin{aligned} 1) \frac{h_t}{l_x} &= \frac{0,12}{1,35} = 0,088 > \max \left[ \frac{3}{80} ; \frac{9,42}{20 \times 9,42} \right] = 0,05 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} &= 7,54 \times 10^{-3} > \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.} \\ 3) L &= 1,35 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{aligned} \right.$$

On remarque que la 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire selon le sens x.

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul de la flèche du panneau (D2)

Tableau III.25. Tableau récapitulatif de la vérification de la flèche du panneau (D2)

Sens	X-X
Panneau de dalle	D2
L (m)	1,35
q <sub>l</sub> <sup>ser</sup> (KN/m)	3
q <sub>g</sub> <sup>ser</sup> (KN/m)	5,36
q <sub>p</sub> <sup>ser</sup> (KN/m)	8,86
M <sub>j</sub> <sup>ser</sup> (KN/m)	3,64
M <sub>g</sub> <sup>ser</sup> (KN/m)	6,23
M <sub>p</sub> <sup>ser</sup> (KN/m)	9,42

$I \text{ (cm}^4\text{)}$	4504
$Y \text{ (cm)}$	3,38
$Y_g \text{ (cm)}$	8,68
$I_0 \text{ (cm}^4\text{)}$	15244,96
$\lambda_i$	2,78
$\lambda_v$	1,11
$\sigma_{st}^j \text{ (MPa)}$	68,18
$\sigma_{st}^g \text{ (MPa)}$	116,62
$\sigma_{st}^p \text{ (MPa)}$	176,29
$\mu_j$	0,11
$\mu_g$	0,34
$\mu_p$	0,50
$I_f^{ji} \text{ (cm}^4\text{)}$	12673
$I_f^{gi} \text{ (cm}^4\text{)}$	8541,90
$I_f^{pi} \text{ (cm}^4\text{)}$	6973
$I_f^{gv} \text{ (cm}^4\text{)}$	12105
$f_{ji} \text{ (mm)}$	0,40
$f_{gi} \text{ (mm)}$	1,02
$f_{pi} \text{ (mm)}$	1,89
$f_{gv} \text{ (mm)}$	2,16
$\Delta f_{tot} \text{ (mm)}$	2,60
$f_{adm} \text{ (mm)}$	5,4
<b>Observation</b>	<b>Vérifiée</b>

#### d. Dalle sur quatre appuis (Panneau D3 –Annexe n° 1.a)

##### Caractéristiques de la dalle

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,86 \text{ KN} / \text{m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ l_x = 1,35 \text{ m} ; l_y = 4,5 \text{ m} ; e = 0,14 \text{ m} ; FPN \\ \rho = 0,3 < 0,4 \end{array} \right.$$

Donc la dalle fléchit en un seul sens.

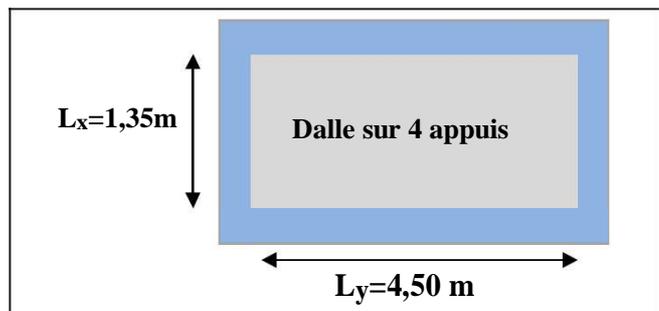


Figure III.8. Dalle sur quatre appuis D3

**Remarque :** Le mur en double cloison repose sur une poutre de chaînage.

##### Evaluation des charges

$$\left\{ P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \times 1 \text{ m} = 13,161 \text{ KN} \cdot \text{m} \right.$$

## Calcul des sollicitations

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{P \times l^2}{8}$$

Le tableau ci-dessous résumé les moments calculés dans le panneau (D3) :

Tableau III.26. Estimation des moments dans le panneau (D3)

Les moments	ELU	ELS
	$M_x$ (KN.m)	$M_x$ (KN.m)
$M_0$	3	2,13
$M_t^x = 0,85M_0^x$	2,55	1,81
$M_a^x = -0,5M_0^x$	-1,50	-1,06

## Calcul du ferrailage à l'ELU

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.27. Ferrailage du panneau (D3)

Position	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A^{opté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St
Travée	X-X	2,55	0,012	0,015	0,119	0,61	1,12	4HA8=2,01	25
Appui	X-X	-1,50	0,007	0,009	0,119	0,36	1,12	4HA8=2,01	25

## Les armatures de répartitions :

$$A_{répartition} = \frac{A_{tx}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{répartition} = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \\ \text{Espacements : } S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Choix :

## Vérification à l'ELU

## Vérification de l'effort tranchant :

Les résultats des vérifications de l'effort tranchant sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.28. Vérification de l'effort tranchant dans le panneau (D3)

Type	Sens	$V_u$ (KN)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)		Observation
			$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	
D3	X-X	8,81	0,073	1,17	Vérifiée

Vérifications à l'ELS

Vérification des contraintes :

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications à l'ELS du panneau D3 :

Tableau III. 29. Tableau des vérifications des contraintes à l'ELS dans le panneau (D3)

Position	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> (MPa)		Obs.
					σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	
Travée	X-X	1,81	2,40	3239,4	1,34	15	Vérifiée
Appui	X-X	-1,06	2,40	3239,4	0,79	15	Vérifiée

Etat limite de déformation (Flèche) :

Sens x :

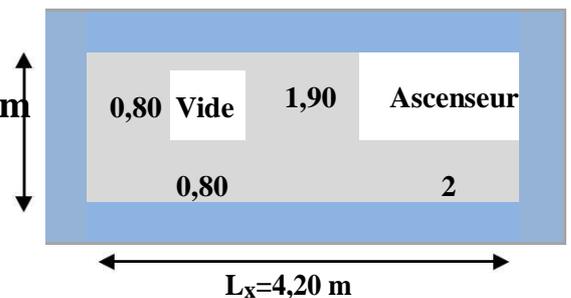
$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,14}{1,35} = 0,103 > \max \left[ \frac{3}{80} ; \frac{1,81}{20 \times 2,13} \right] = 0,0425 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} = 1,675 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 3) L = 1,35 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

e. Dalle sur quatre appuis (Panneau D6 –Annexe n°1.j)

Caractéristiques de la dalle

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6,87 \text{ KN} / \text{m}^2 ; Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ l_x = 2,75 \text{ m} ; l_y = 4,20 \text{ m} ; e = 0,14 \text{ m} ; FN \quad L_x = 2,75 \text{ m} \\ \rho = 0,65 > 0,4 \end{array} \right.$$



Donc la dalle fléchit selon les deux sens

- Evaluation des charges

$$\left\{ P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \times 1 \text{ m} = 10,77 \text{ KN} . \text{m} \right.$$

Figure III.9. Dalle sur quatre appuis D6

- Calcul des sollicitations

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x_0} = \mu_x \times P \times l^2 \\ M_{y^0} = \mu_y \times M_x \end{array} \right.$$

*Moments isostatiques*

Avec μ<sub>x</sub> et μ<sub>y</sub> : coefficients donnés par le tableau en Annexe n°3

ELU

$$\rho = 0,6$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0751 \\ \mu_y = 0,3613 \end{cases}$$

ELS

$$\rho = 0,6$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0805 \\ \mu_y = 0,5235 \end{cases}$$

Le tableau ci-dessous résume les moments calculés dans le panneau (D6) :

**Tableau III.30.** Estimation des moments dans le panneau (D6)

	ELU		ELS	
	$M_x$ (KN.m)	$M_y$ (KN.m)	$M_x$ (KN.m)	$M_y$ (KN.m)
$M_0$	6,11	2,21	4,79	2,51
$M_t^{x,y} = 0,85M_t^{x,y}$	5,20	1,88	4,07	2,13
$M_a^x = M_a^y = -0,3M_0$	-1,83		-1,43	

#### Calcul du ferrailage à l'ELU

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.31.** Ferrailage du panneau (D6)

Position	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A^{opté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St
Travée	X-X	5,20	0,030	0,038	0,108	1,38	1,31	5HA8=2,51	20
	Y-Y	1,88	0,010	0,013	0,109	0,49	1,12	5HA8=2,51	20
Appui	X-X; Y-Y	1,83	0,010	0,013	0,109	0,48	1,31	5HA8=2,51	20

#### Vérification à l'ELU

##### Vérification de l'effort tranchant :

Les résultats des vérifications de l'effort tranchant sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.32.** Vérification de l'effort tranchant dans le panneau (D6)

Type	Sens	$V_u$ (KN)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)		Observation
			$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	
D6	X-X	12,51	0,113	1,17	Vérifiée
	Y-Y	3,51	0,03	1,17	Vérifiée

#### Vérifications à l'ELS

##### Vérification des contraintes :

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications à l'ELS du panneau (D6) :

**Tableau III. 33.** Tableau des vérifications des contraintes à l'ELS dans le panneau (D6)

Position	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> (MPa)		Obs.	σ <sub>s</sub> ≤ σ <sub>s</sub> (MPa)		Obs.
					σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>		σ <sub>s</sub>	σ̄ <sub>s</sub>	
Travée	X-X	4,07	2,52	3240,8	3,16	15	Vérifiée	159,72	210,63	Vérifié e
	Y-Y	2,13	2,52	3240,8	1,66	15	Vérifiée	83,61	201,63	Vérifié e
Appui	X-X; Y-Y	-1,43	2,52	3240,8	1,12	15	Vérifiée	56,37	201,63	Vérifié e

**Etat limite de déformation (Flèche) :**

**Sens x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,14}{2,75} = 0,051 > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{4,07}{20 \times 4,79} \right] = 0,042 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} = 2,28 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 3) L_x = 2,75 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**Sens y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,14}{4,20} = 0,033 < \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{2,13}{20 \times 2,51} \right] = 0,042 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} = 2,28 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 3) L_y = 4,2 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

On remarque la 1<sup>ère</sup> condition selon le sens y, n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire selon ce sens.

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul de la flèche du panneau (D6)

**Tableau III.34.** Tableau récapitulatif de la vérification de la flèche du panneau (D6)

Sens	Y-Y
Panneau de dalle	D6
L (m)	4,20
q <sub>j</sub> <sup>ser</sup> (KN/m)	3,5
q <sub>g</sub> <sup>ser</sup> (KN/m)	6,87
q <sub>p</sub> <sup>ser</sup> (KN/m)	7,87
M <sub>j</sub> <sup>ser</sup> (KN/m)	0,94
M <sub>g</sub> <sup>ser</sup> (KN/m)	1,86
M <sub>p</sub> <sup>ser</sup> (KN/m)	2,13
I (cm <sup>4</sup> )	3240,85
Y (cm)	2,52
Y <sub>g</sub> (cm)	7,03
I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	23461,32
λ <sub>i</sub>	9,20

$\lambda_v$	3,68
$\sigma_{st}^j$ (MPa)	37,18
$\sigma_{st}^g$ (MPa)	72,99
$\sigma_{st}^p$ (MPa)	83,61
$\mu_j$	0
$\mu_g$	0
$\mu_p$	0
$I_f^{ji}$ (cm <sup>4</sup> )	25807
$I_f^{gi}$ (cm <sup>4</sup> )	25807
$I_f^{pi}$ (cm <sup>4</sup> )	25807
$I_f^{gv}$ (cm <sup>4</sup> )	25807
$f_{ji}$ (mm)	0,19
$f_{gi}$ (mm)	0,39
$f_{pi}$ (mm)	0,44
$f_{gv}$ (mm)	1,17
$\Delta f_{tot}$ (mm)	1,03
$f_{adm}$ (mm)	8,4
<b>Observation</b>	<b>Vérifiée</b>

### Schémas de ferrailage des dalles pleines

#### Remarques :

Les armatures inférieures de la travée ( $A_{st}^j$  et  $A_{st}^t$ ) : sont prolongées jusqu'aux appuis :

En totalité si la dalle est soumise à des charges concentrées.

En raison d'une barre sur deux si la dalle est soumise à des charges réparties seulement, et sont arrêtées à  $\frac{l}{10}$  par rapport au nu d'appui.

Les chapeaux sont disposés en partie supérieure de la dalle au niveau des appuis, leur longueur est donnée comme suit :

$$l_0 = \begin{cases} \max\left(\frac{l}{4}; l_a\right) & \Rightarrow \text{Pour un appui de rive} \\ \max\left(\frac{l}{5}; l_a\right) & \Rightarrow \text{Pour un appui intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :

$l$  : Longueur maximale entre les deux travées adjacentes de l'appui et dans le sens considéré.

$l_a$  : Longueur d'ancrage :  $l_a = \begin{cases} 40\phi & \Rightarrow \text{Aciers HA} \\ 50\phi & \Rightarrow \text{Aciers RL} \end{cases}$

Le diamètre  $\phi$  des barres utilisées dans les dalles doit être :  $\phi \leq 10^e$  —

Dans le cas de la présence d'une ouverture dans la dalle, on dispose d'une part et d'autre de l'ouverture une section d'acier équivalente à celle manquante dans l'ouverture tel que :

$$A_{eq.} = l_{Ouverture} \times A_t^{optée}$$

La longueur des barres de renforcement est égale à :

$$L^{renforts} = a + b + 2l_A ; \text{ Avec a et b : les dimensions de l'ouverture.}$$

Pour le cas de la réservation d'ascenseur et trappe d'accès : Les armatures coupées sont remplacées par une section d'armatures équivalente :

Ascenseur	{	$\begin{cases} A^x = 2,51 \times 1,9 = 4,76 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } 5 \text{ HA12} = 5,65 \text{ cm}^2 \\ A^y = 2,51 \times 2 = 5,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } 5 \text{ HA12} = 5,65 \text{ cm}^2 \end{cases}$
Trappe d'accès	{	$\begin{cases} A^x = 2,51 \times 0,8 = 2,008 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } 2 \text{ HA12} = 2,26 \text{ cm}^2 \\ A^y = 2,51 \times 0,8 = 2,008 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } 2 \text{ HA12} = 2,26 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Leurs longueurs respectives :

Ascenseur	{	$\begin{cases} L_x = 4,86 \text{ m} \\ L_y = 4,86 \text{ m} \end{cases}$	Trappe d'accès	{	$\begin{cases} L_x = 2,56 \text{ m} \\ L_y = 2,56 \text{ m} \end{cases}$
-----------	---	--	----------------	---	--

**Panneau (D1)**

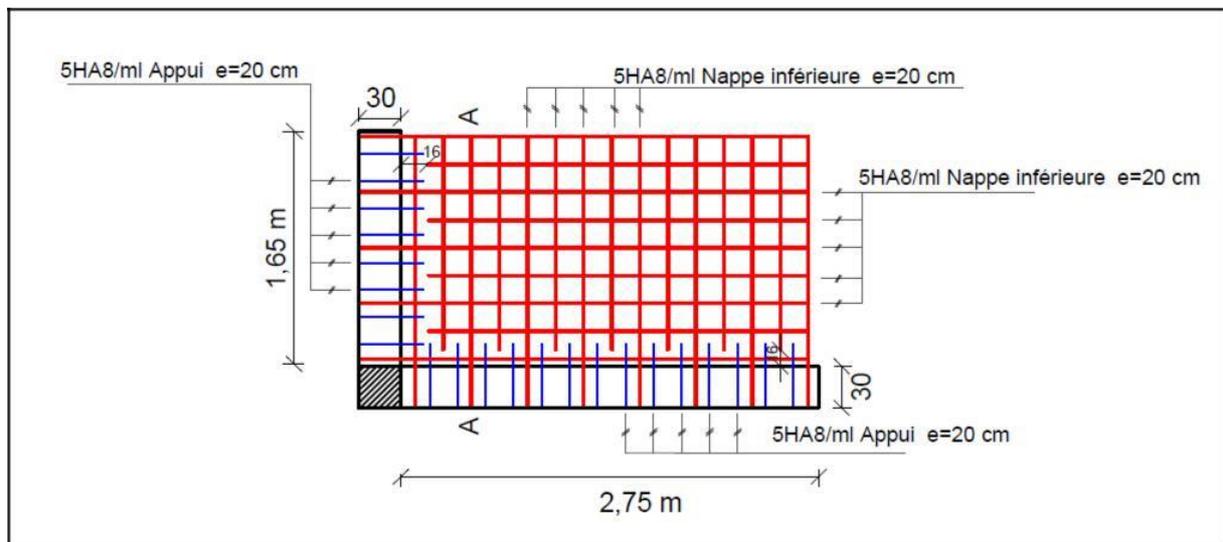


Figure III.10. Schéma de ferrailage du panneau (D1)

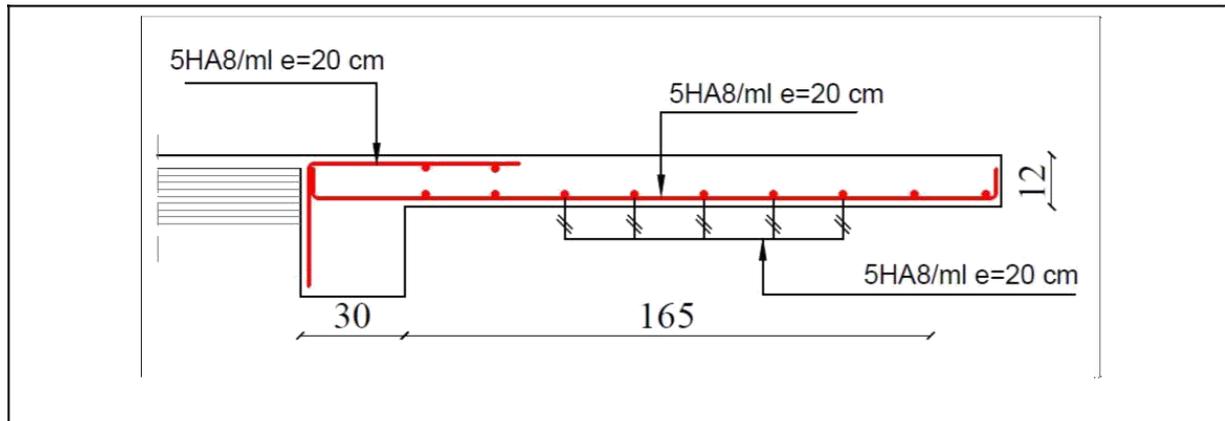


Figure III.11. Coupe A-A du panneau (D1)

Panneau (D2')

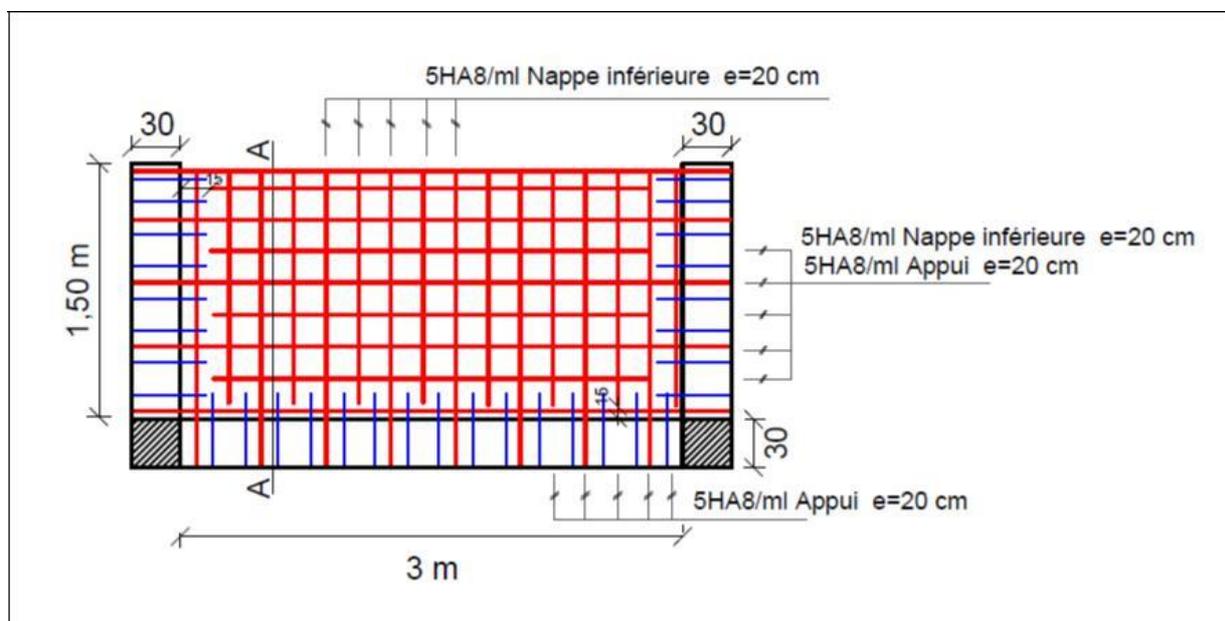


Figure III.12. Schéma de ferrailage du panneau (D2')

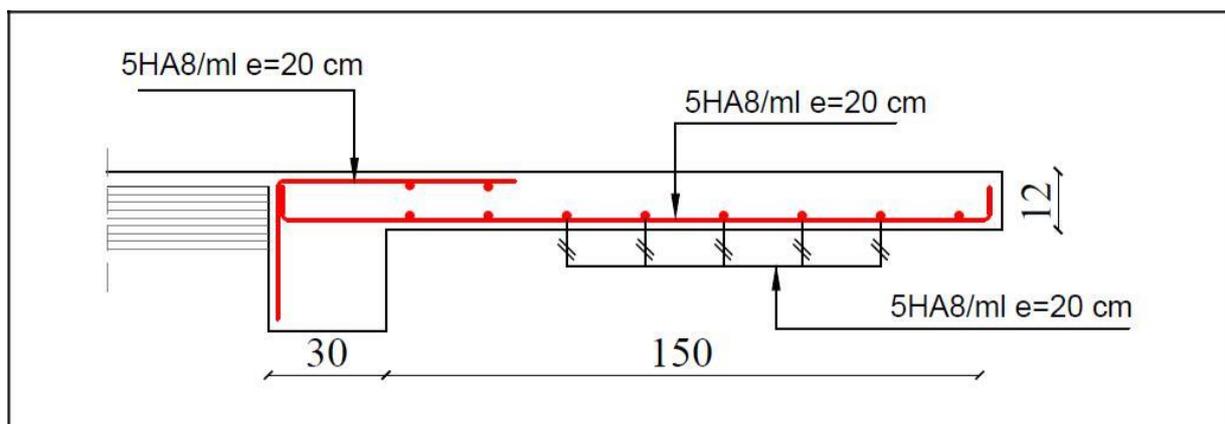


Figure III.13. Coupe A-A du panneau (D2')

**Panneau (D2)**

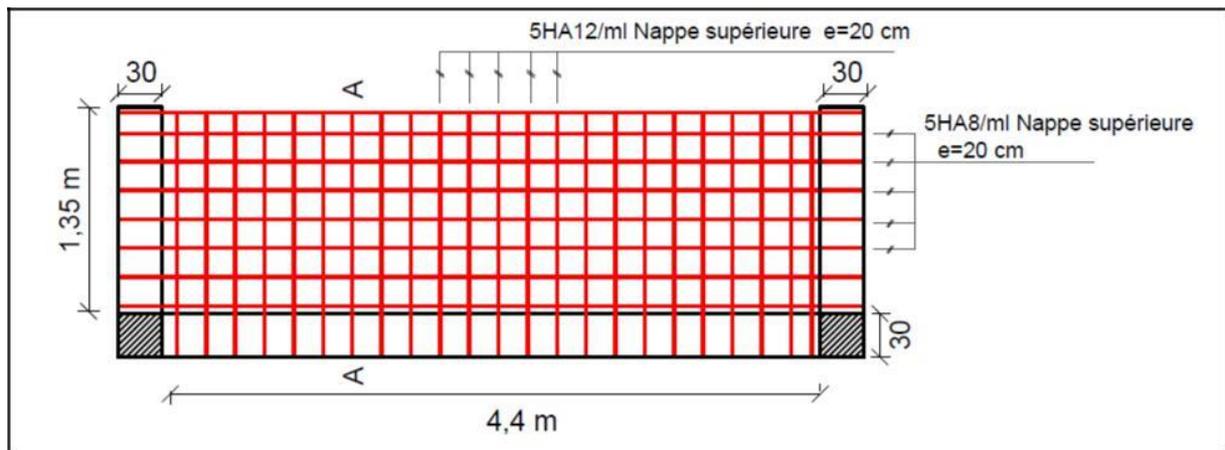


Figure III.14. Schéma de ferrailage du panneau (D2)

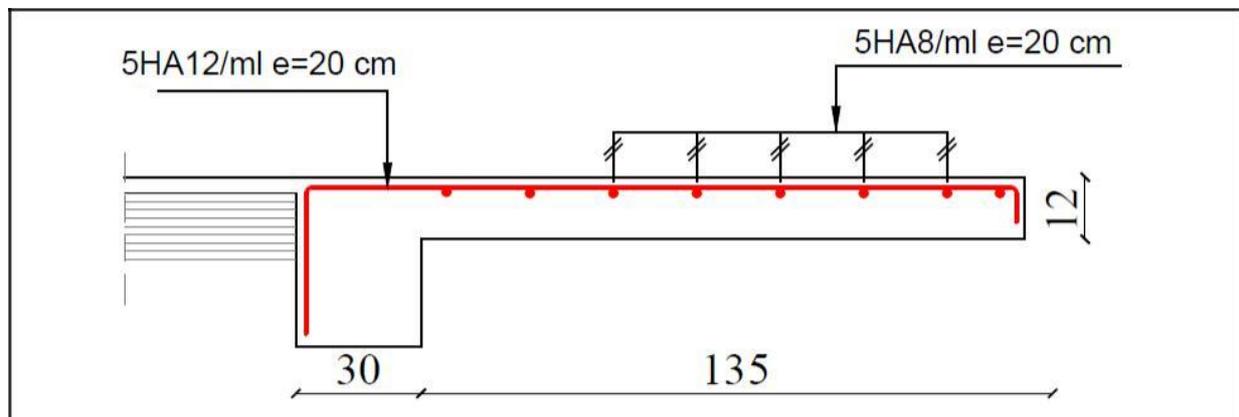


Figure III.15. Coupe A-A du panneau (D2)

**Panneau (D3)**

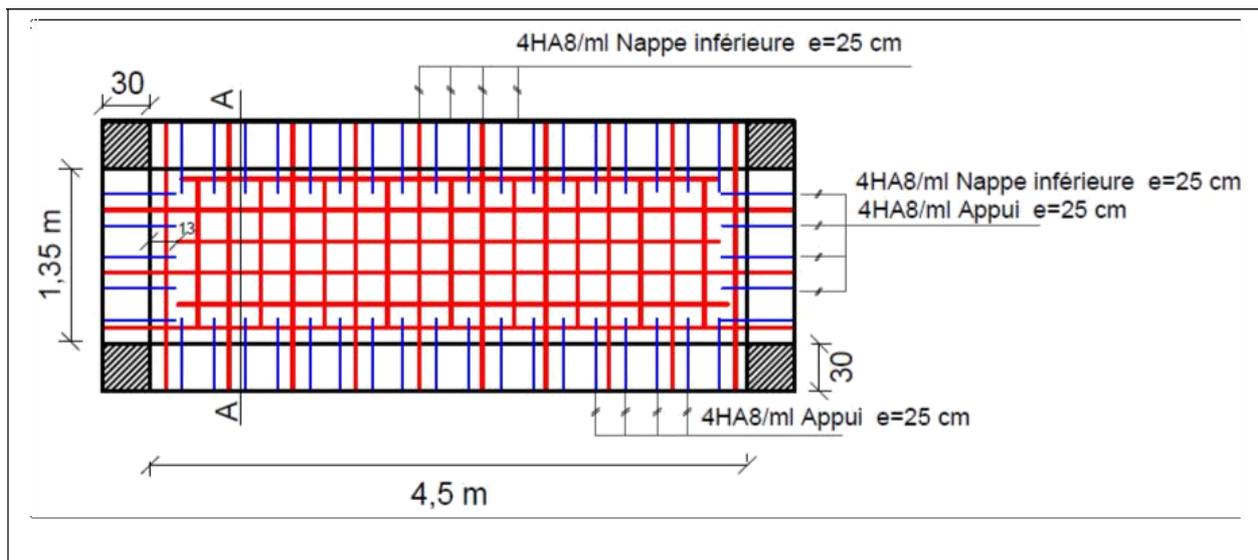


Figure III.16. Schéma de ferrailage du panneau (D3)

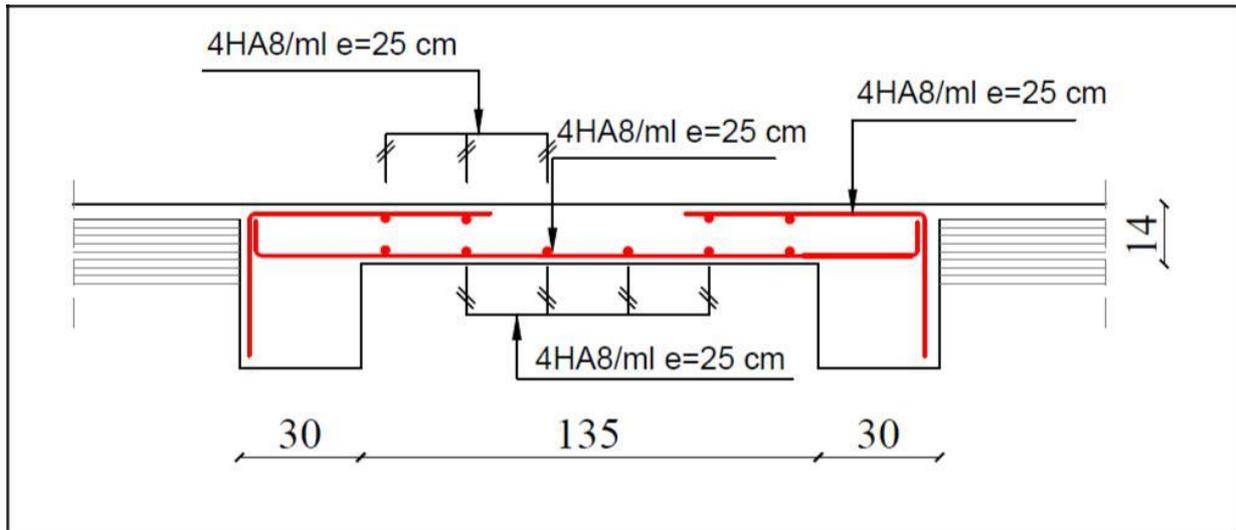


Figure III.17. Coupe A-A du panneau (D3)

Panneau (D6)

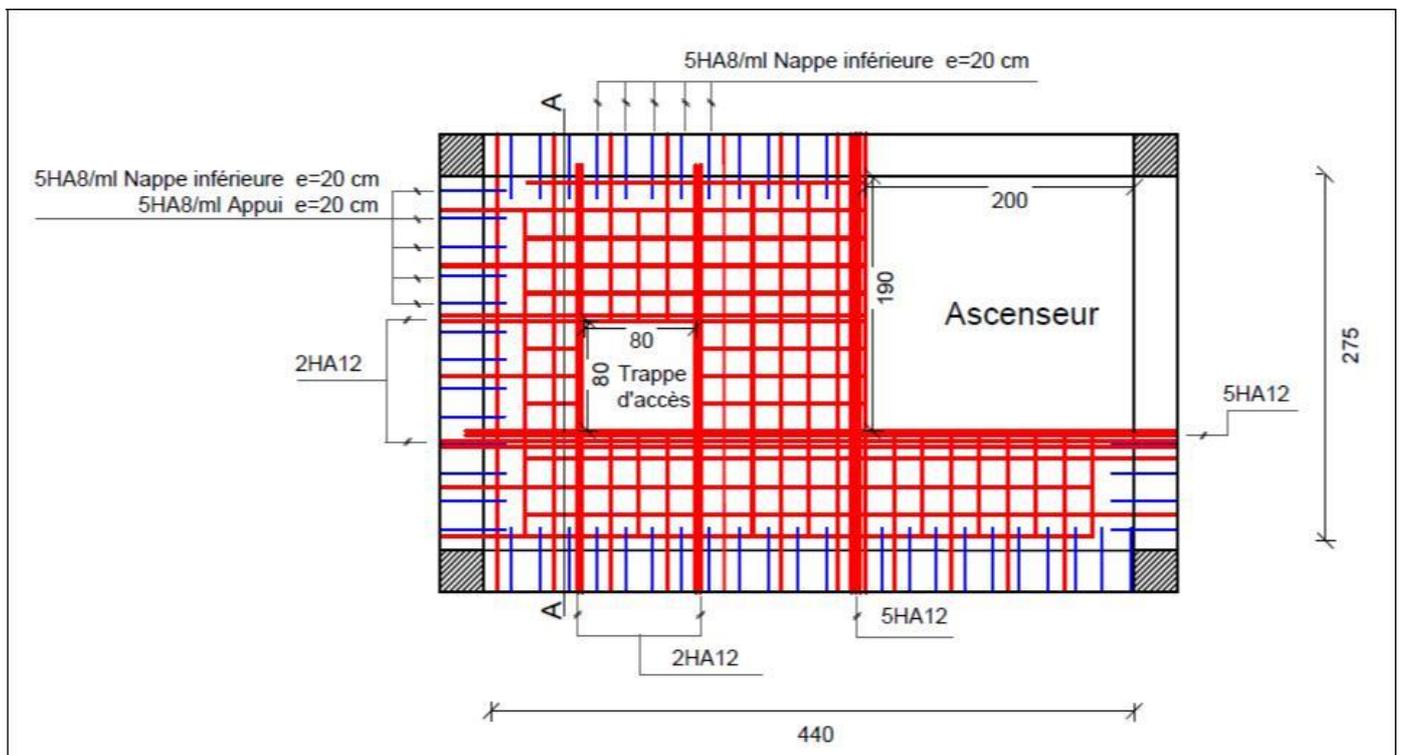


Figure III.18. Schéma de ferrailage du panneau (D6)

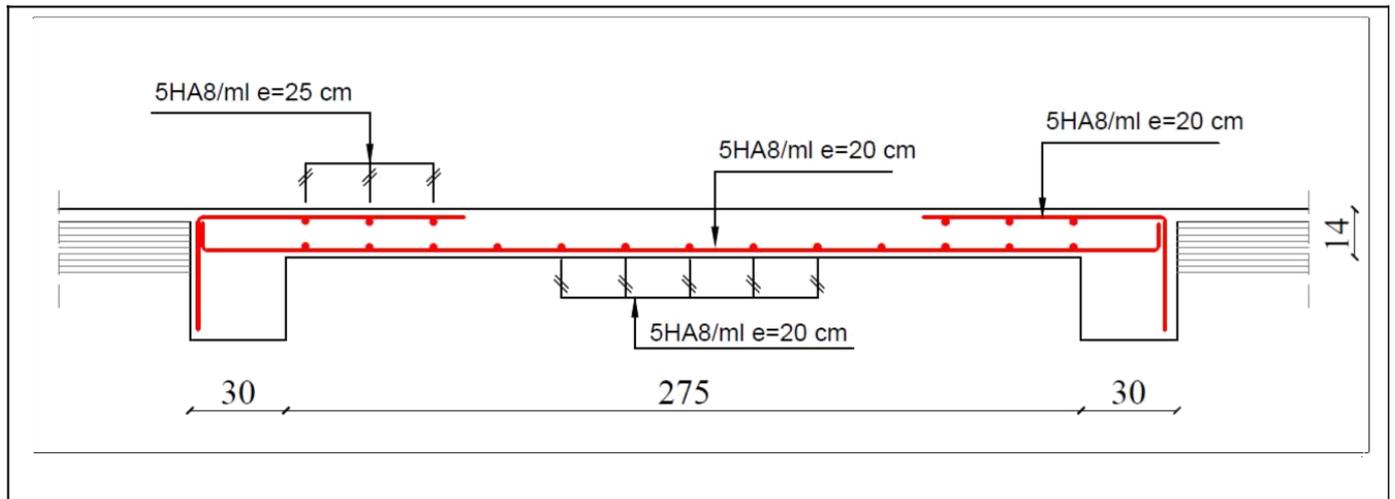


Figure III.19. Coupe A-A du panneau (D3)

**III.2. Etude des escaliers :**

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations, auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qui lui convient. Dans notre projet on dispose de deux types d'escaliers :

L'escalier principal à deux volées identiques.

L'escalier en bois de l'étage duplex qui n'est pas concerné par le calcul.

**III.2.1. Etude de la partie A-B :**

Les parties AB et BC (symétrique) sont identiques, donc le calcul se fera que pour la partie AB et les résultats obtenus seront appliqués sur la 2<sup>ème</sup> partie.

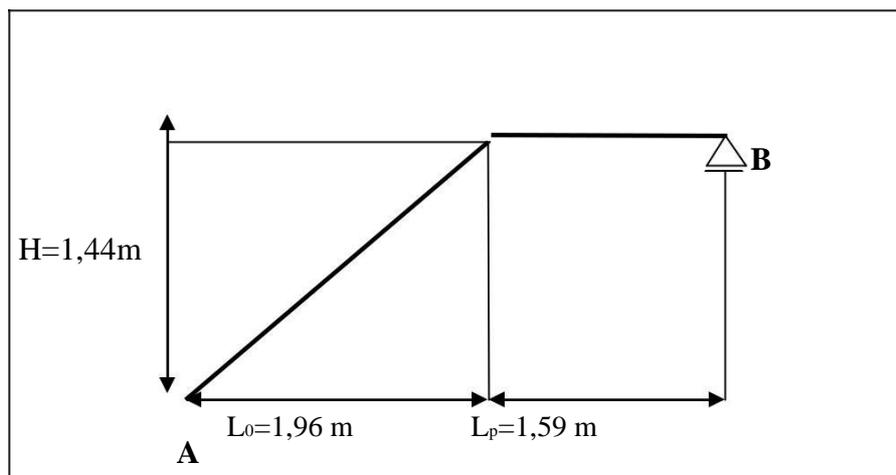


Figure III.20. Coupe en élévation de l'escalier (Partie A-B)

$$\left. \begin{array}{l} G_v = 8,14 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right\} \text{Volée} \quad \left. \begin{array}{l} G_p = 4,86 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right\} \text{Palier}$$

**Calcul du chargement revenant sur l'escalier**

$$\begin{array}{l}
 \text{ELU} \downarrow \\
 \left\{ \begin{array}{l} q_{volée} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 14,74 \text{ KN/m} \\ q_u^{palier} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 10,31 \text{ KN/m} \end{array} \right. : \text{ELS} \downarrow \\
 \left\{ \begin{array}{l} q_s^{volée} = (G_v + Q_v) \times 1 = 10,64 \text{ KN/m} \\ q_s^{volée} = (G_p + Q_p) \times 1 = 7,36 \text{ KN/m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

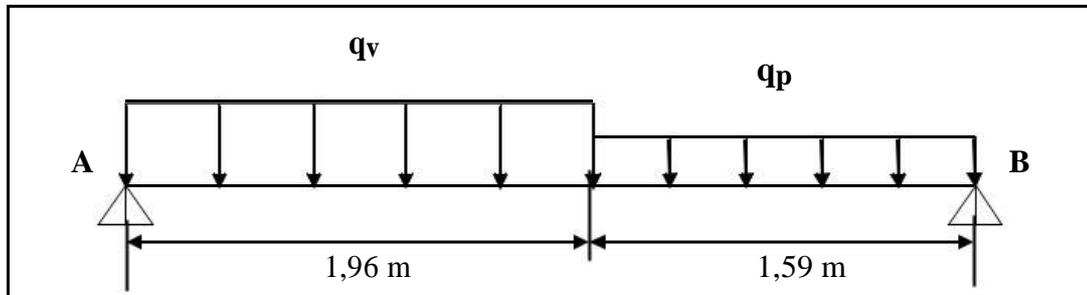


Figure III.21. Schéma statique de l'escalier (Partie A-B)

**Calcul des réactions d'appuis**

Après avoir effectué un calcul RDM on trouve :

$$F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1,96q_v + 1,59q_p$$

$$\begin{array}{l}
 \sum M_{/A} = 0 \Leftrightarrow R_B = \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} : 20,69 \text{ KN} \\ \text{ELS} : 14,83 \text{ KN} \end{array} \right. ; \sum M_{/B} = 0 \Leftrightarrow R_A = \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} : 24,59 \text{ KN} \\ \text{ELS} : 17,72 \text{ KN} \end{array} \right.
 \end{array}$$

**Calcul des sollicitations**

La poutre étudiée est supposée isostatique, donc le calcul des sollicitations se fera par la méthode des sections (RDM).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.35. Sollicitations dans l'escalier

	Réactions d'appuis (KN)		Max Mo (KN.m)	Moments (KN.m)		Vmax (KN)
	A	B		Travée	Appui	
<b>ELU</b>	24,59	20,69	20,51	15,38	-10,26	24,59
<b>ELS</b>	17,72	14,83	14,75	11,06	-7,37	

En raison de l'encastrement partiel des appuis de l'escalier, les moments obtenus ont été corrigés avec les coefficients suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M^{\max} = 0,75 \times M_0^{\max} \\ \text{En appui : } M^{\max} = -0,5 \times M_0^{\max} \end{array} \right.$$

$$\text{Vérification de la condition : } \left| M_t \left( + \frac{M^a + M^a}{2} \right) \right| \geq 1,25 \times M_0 \Leftrightarrow 25,64 \text{ KN.m} \geq 25,63 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec  $M_t^{\max}$  et  $M_a^{\max}$  pour une section ( $b \times e$ ) = ( $1m \times e$ ) selon l'organigramme (Annexe n° 2).

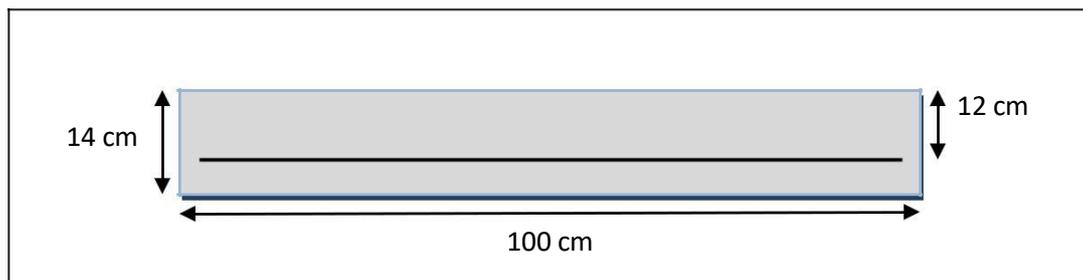


Figure III.22. Section droite de l'escalier à ferrailler

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.36. Ferraillage de l'escalier

Position	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{Calculée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
Travée	15,38	0,075	0,098	0,115	3,84	1,44	4HA12=4,52	25
Appui	-10,26	0,050	0,0644	0,116	2,53	1,44	4HA10=3,14	25

- **Armatures de répartition :**

Charges réparties :  $\Rightarrow A_{rep} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée :  $A^{rep} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$  Soit :  $A^{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; S_t = 25 \text{ cm}.$

En appuis :  $A^{rep} = 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$  Soit :  $A^{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; S_t = 25 \text{ cm}.$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{\max} = 24,59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,204 \text{ MPa} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}.$$

**Remarque :**

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Vérification des espacements**

La fissuration est peu nuisible (FPN) donc :

**Sens principal** : En travée :  $S_t=25 \text{ cm} \leq \min (3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ .

En appui :  $S_t=25 \text{ cm} \leq \min (3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ .

**Sens secondaire** :

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (4e ; 45\text{cm}) = 42\text{cm}$ .

**Vérifications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire concernent uniquement :

La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$ .

L'état limite de déformation (flèche).

- **Vérification des contraintes dans le béton  $\sigma_{bc}$  :**

On doit vérifier que : 
$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Les résultats de la vérification sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 37. Vérifications des contraintes à l'ELS**

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	11,06	3,41	6324,6	5,94	15	Vérifiée
Appui	-7,37	2,92	4713,1	4,57	15	Vérifiée

**Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} = 0,0392 < \max \left[ \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right] = 0,0740 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.} \\ 2) A_s = 4,52 \times 10^{-4} \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} = 1,26 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 3) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**Remarque :**

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

## Calcul des sollicitations

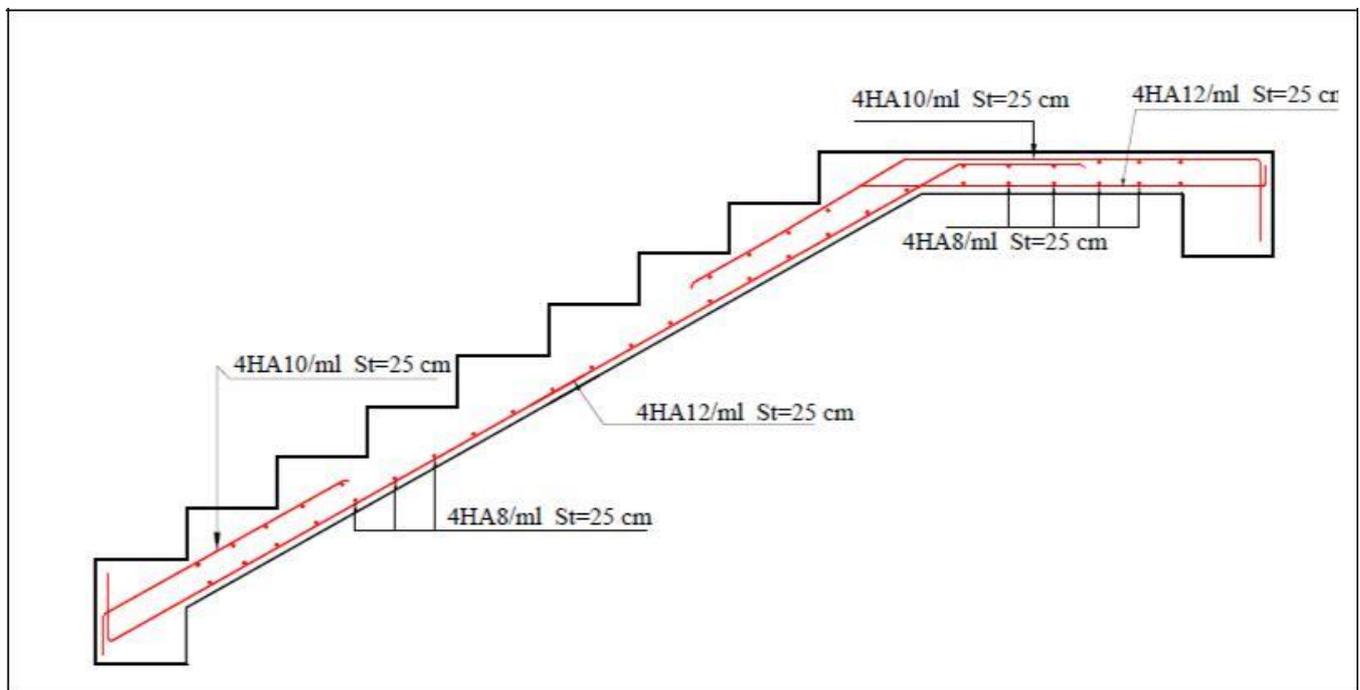
$$\begin{cases} M_i^J = 4,13 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_i^g = 8,12 \text{ N} \cdot \text{m} \\ M_i^p = 11,06 \text{ K KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Les résultats de la vérification sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 38.** Résultats de la vérification de la flèche de l'escalier

$f_{ji}$ (mm)	$f_{gv}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f^{adm}$ (mm)	Observation
0,59	5,08	2,47	4,54	6,56	7,1	Vérifiée

## Schéma de ferrailage de l'escalier



**Figure III.23.** Schéma de ferrailage de l'escalier

### III.3. Etude de la poutre palière

La poutre palière est un élément en béton armé, prévue pour reprendre la réaction du palier de repos. Elle est supposée comme étant simplement appuyée sur les poteaux de ses extrémités en prenant en compte les rotations aux angles dues à l'encastrement partiel.

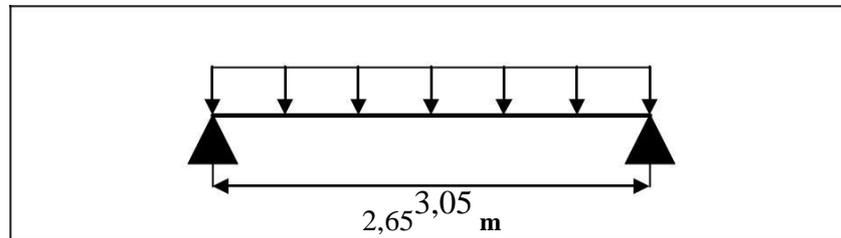


Figure III.24. Schéma statique de la poutre palière

#### III.3.1. Dimensionnement

D'après la condition de flèche définie par le **BAEL91** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{avec } L = 3,05 \text{ m} \\ 17,55 \text{ cm} \leq h \leq 26,5 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Alors } \left\{ \begin{array}{l} h = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

#### Vérification des exigences du RPA99V2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

#### III.3.2. Calcul de la poutre palière

L'étude de la poutre palière se fera en flexion simple et à la torsion.

##### III.3.2.1 Calcul à la flexion simple

###### a. Calcul des charges

La poutre palière est soumise à :

$$\text{Son poids propre : } g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids du mur : } P_{mur} = 2,8 \times \left( \frac{2,88}{2} - 0,3 \right) = 3,19 \text{ KN/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } R^u = 20,69 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Charge transmise de la paillasse :

$$\text{Moment de torsion : } M_{tor} = M_B \times l / 2 \text{ provoqué par la flexion de la paillasse. } \left. \begin{array}{l} \text{ELS : } R_{B_s} = 14,83 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

**b. Calcul des sollicitations**

$$\begin{cases} \text{ELU : } q_u = 1,35(g + P_{mur}) + R_B^u = 28,034 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } q_s = g_0 + P_{mur} + R_B^s = 20,27 \text{ KN/m} \end{cases}$$

**Les moments :**

Moments isostatiques

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_0^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = 32,59 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_0^s = \frac{q_s \times l^2}{8} = 23,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_t^u = 0,85 M_0^u = 27,70 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_t^s = 0,85 M_0^s = 20,03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_a^u = -0,5 M_0^u = -16,29 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_a^s = -0,5 M_0^s = -11,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Efforts tranchants :**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 42,75 \text{ KN}$$

**Ferraillage longitudinal à l'ELU**

Les résultats du ferraillage longitudinal sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.39.** Résultats du ferraillage de la poutre palière en flexion simple

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>cal</sub> > A <sub>min</sub>
Travée	27,70	0,083	0,108	0,267	2,97	1,01	Vérifiée
Appui	-16,29	0,048	0,062	0,272	1,71	1,01	Vérifiée

**Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{42,75 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0,508 \text{ MPa} < \tau = 3,33$$

**Armatures transversales**

On fixe S<sub>t</sub> = 15 cm en travée et S<sub>t</sub> = 10 cm en appuis, et on calcule A<sub>trans</sub> :

$$\begin{cases} a) A_{\text{trans}} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,45 \text{ cm}^2 \\ b) A_{\text{trans}} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{\text{trans}} \geq -1,52 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_{\text{tran}} = \max(0,45 \text{ cm}^2; -1,52 \text{ cm}^2)$ , donc on prend  $A_{\text{tran}} = 0,45 \text{ cm}^2$

## III.3.2.2. Calcul à la torsion

## Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times 2l = -15,64 \text{ KN.m}$$

Avec :

**M<sub>B</sub>** : Moment en appui B obtenu lors du calcul de la partie (A-B) de l'escalier (Type 1).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ( $b \times h$ ) est remplacée par une section creuse équivalente  $\Omega$  d'épaisseur ( $e = \frac{\phi}{6}$ ), car des expériences ont montré que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$= \min(b; h)$  : Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ( $b \times h$ ).

U : Périmètre de la section de la poutre palière.

$$\left\{ \begin{array}{l} e \equiv \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \\ \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2 \\ U = 2(b + h) = 100 \text{ cm} \end{array} \right.$$

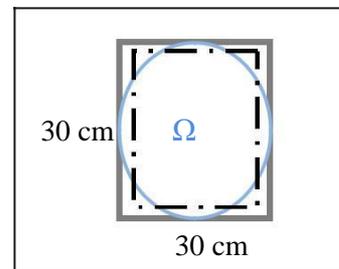


Figure III.25. Section considérée dans le calcul de torsion

## Armatures longitudinales

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{15,64 \times 10^{-3} \times 100}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 3,59 \text{ cm}^2$$

## Armatures transversales

on fixe:  $St = 15 \text{ cm}$  en travée et  $St = 10 \text{ cm}$  en appui

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée: } A_{tr}^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{15,64 \times 10^{-3} \times 0,15}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui: } A_{tr}^{tor} = \frac{15,64 \times 10^{-3} \times 0,1}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 0,36 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

## Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = \frac{15,64 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 0,05} = 2,50 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :  $\tau_{total}^{tor} \leq \tau$

$$\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau_{fs}^2 + \tau_{tor}^2} = \sqrt{0,508^2 + 2,50^2} = 2,55 \text{ MPa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min \left( \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33 MPa$$

Donc :  $\tau_{total} < \bar{\tau} \Rightarrow$  Pas de risque de rupture par cisaillement.



**Ferraillage globale**

**Armatures longitudinales :**

**En travée :**

$$A_{st} = A_{F.S} + \frac{A_{l}^{tor}}{2} = 2,97 + \frac{3,59}{2} = 4,76 cm^2$$

**Choix :** 5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup>

**En appui :**

$$A_{sa} = A_{F.S} + \frac{A_{l}^{tor}}{2} = 1,71 + \frac{3,59}{2} = 3,50 cm^2$$

**Choix :** 3HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup>

**Armatures transversales**

$$A_{trans} = A_{F.S} + A_{tor} = 0,45 + 0,53 = 0,98 cm^2$$

**Choix :** 4φ8 = 2,01 cm<sup>2</sup> (un cadre + un étrier)

**Vérifications à l'ELS**

**Vérification des contraintes :**

La vérification des contraintes est récapitulée dans le tableau suivant :

**Tableau III. 40.** Tableau récapitulatif des vérifications des contraintes à l'ELS

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> (MPa)		Observation
				σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub>	
Travée	20,03	10,06	37457,3	5,38	15	Vérifiée
Appui	-11,78	9,29	32277,08	3,39	15	Vérifiée

**Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire, si les conditions suivantes ne sont pas observées :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} = 0,113 \geq \max \left( \frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0} \right) = 0,06 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \\ 2) \frac{A}{b \times d} = 6,72 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{f_e} = 10,5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \\ 3) L = 3,05 m < 8 m \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

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

## Schéma de ferrailage

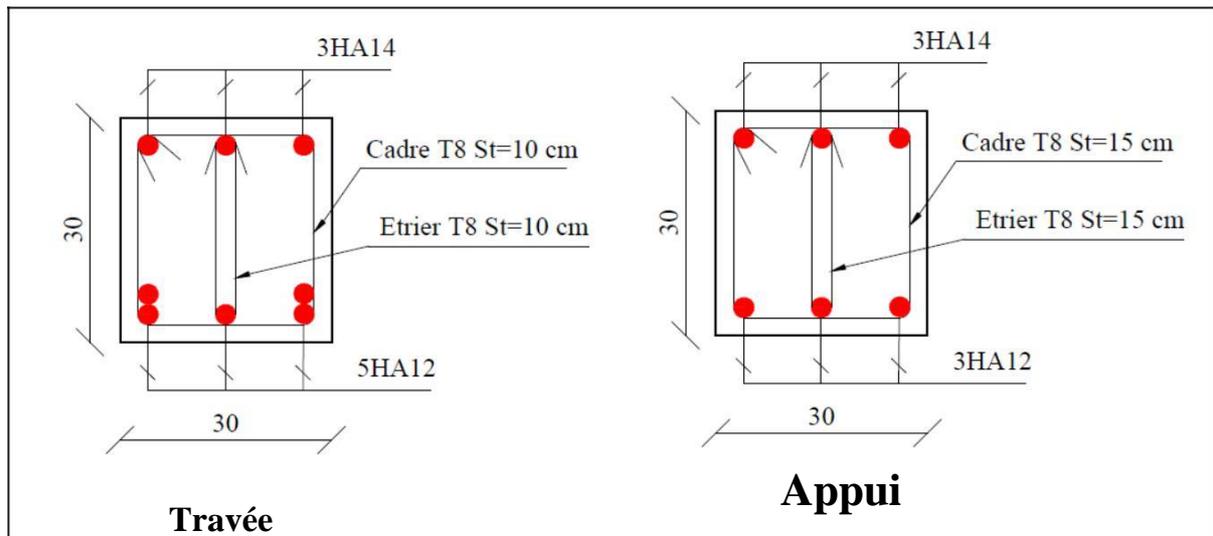


Figure III.26. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

## III.4. Etude de la poutre de chaînage

## III.4.1. 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.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

$$h \geq \max \left\{ \frac{2}{3} \times 14 \text{ cm}; 15 \text{ cm} \right\} \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

## III.4.2. Condition de la flèche

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 45 \text{ avec } l = 4,80 \text{ m} - 0,3 \text{ m} = 4,50 \text{ m}$$

## Vérification des exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm} \Rightarrow (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

## III.4.3. Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage est soumise aux chargements suivants :

$$\text{Poids propre : } G_p = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Poids du mur : } G_M = 2,8 \times (2,88 - 0,14) = 7,22 \text{ KN / ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,86 \times \frac{1,35}{2} = 3,95 \text{ KN/ml} \\ d \end{array} \right.$$

Poids de dalle :  $\{$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 3,5 \times \frac{1,35}{2} = 2,36 \text{ KN/ml} \\ d \end{array} \right.$$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (2,25 + 3,95 + 7,22) + 1,5 \times 2,36 = 21,65 \text{ KN/m} \\ u \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELS : } q_s = G + Q = 2,25 + 3,95 + 7,22 + 2,36 = 15,78 \text{ KN/m} \\ s \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_0^u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 54,80 \text{ KN.m} \\ u \end{array} \right.$$

Moments aux appuis  $\{$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELS : } M_0^s = q_s \times \frac{l^2}{8} = 39,94 \text{ KN.m} \\ s \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_t^u = 0,85 M_0^u = 46,58 \text{ KN.m} \\ t \end{array} \right.$$

Moments en travée  $\{$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELS : } M_t^s = 0,85 M_0^s = 33,94 \text{ KN.m} \\ t \end{array} \right.$$

Moment en appuis  $\{$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_a^u = -0,5 M_0^u = -27,40 \text{ KN.m} \\ a \\ \text{ELS : } M_a^s = -0,5 M_0^s = -19,97 \text{ KN.m} \\ a \end{array} \right.$$

**Ferraillage à l'ELU**

**Tableau III.41.** Résultats du ferraillage de la poutre de chaînage

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)	Achoisit(cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	46,68	0,143	0,194	0,258	5,33	1,01	3HA10+3HA12=5,75
Appui	27,40	0,084	0,110	0,267	3,02	1,01	3HA12=3,39

**Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 48,71 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b} \times \frac{1}{d} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \tau_u \leq \min(0,2 f_{ct} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{adm} \Rightarrow$  Pas de risque de rupture par cisaillement.

**Armatures transversales**

On fixe S<sub>t</sub>=15cm en travée et 10 cm en appui

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow \frac{0,4 \times 0,3 \times 15}{400} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2 \\ 2) A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} < 0 \end{array} \right.$$

Soit un cadre  $\phi 8$  + un étrier  $\phi 8 \Rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**Vérifications à l'ELS**

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée) si les conditions de la vérification de la flèche ne sont pas vérifiées.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.42.** Vérification des contraintes à l'ELS de la poutre de chaînage

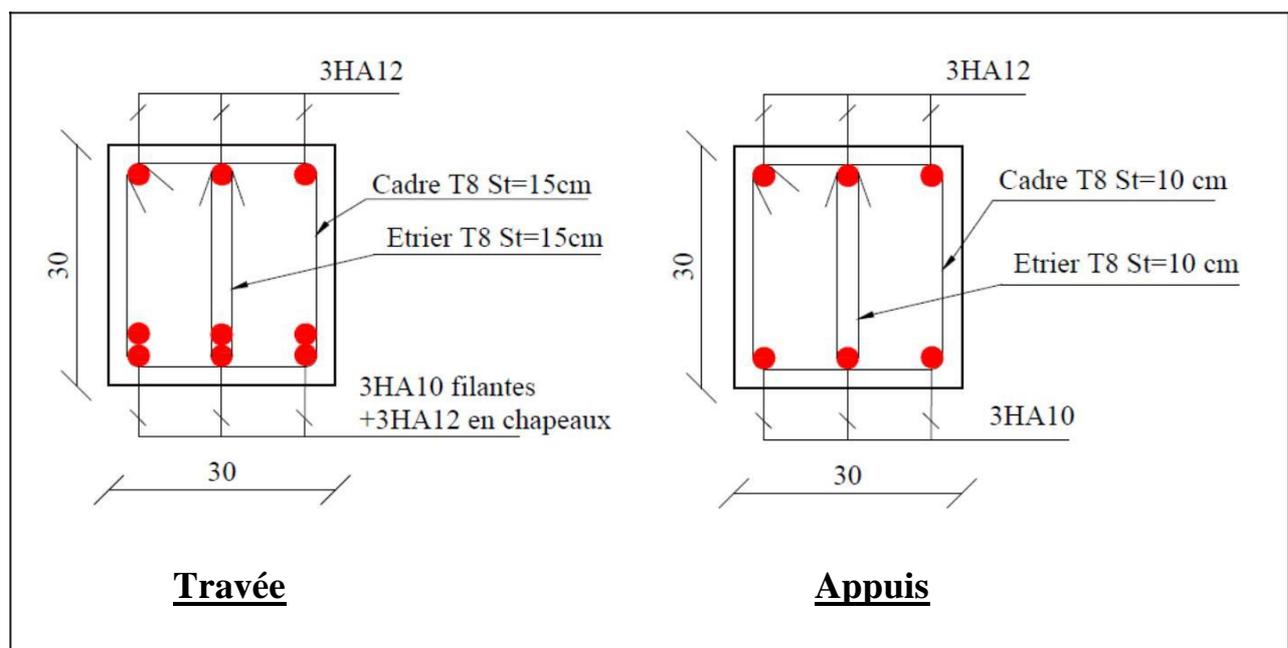
Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> (MPa)		Observation
				σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	
Travée	33,94	10,13	37938	9,32	15	Vérifiée
Appui	19,97	8,19	25449	6,61	15	Vérifiée

**Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l}
 1) \frac{h}{l} = \frac{30}{450} = 0,066 \geq \max \left( \frac{1}{16}; \frac{M_t}{20M_0} \right) = 0,062 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\
 2) \frac{A}{b \times d} = 6,84 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,015 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\
 3) L = 4,55 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}
 \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

**Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage**



**Figure III.27.** Ferrailage de la poutre de chaînage.

### III.5. Etude de l'ascenseur

#### Définition

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement des personnes ou d'objets, sur un axe prédéfini au sein d'une construction. Il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Il est entraîné par des câbles de traction dont les extrémités sont fixées à la cabine et au contrepoids, entre les deux se trouve la poulie de traction entraînée par un moteur électrique.

Pour ce projet, un ascenseur pour huit personnes sera utilisé, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- { -  $L$  : Longueur de l'ascenseur :  $L = 180\text{cm}$
- | -  $l$  : Largeur de l'ascenseur :  $l = 170\text{cm}$
- | -  $H$  : Hauteur ascenseur :  $H = 220\text{cm}$
- | -  $F_c$  : Charge due a la cuvette :  $f_c = 145\text{ KN}$
- { -  $P$  : Charge due a l'ascenseur :  $P = 15\text{ KN}$
- | -  $D_m$  : Charge due a la salle machine :  $D_m = 51\text{KN}$
- | -  $P_m$  : La charge nominale:  $P_m = 630\text{ kg}$
- | - Vitesse :  $V = 1\text{ m/s}$

#### III.5.1. Dimensionnement de la dalle

$$\rho = \frac{l}{l_y} = \frac{1,7}{1,8} = 0,94 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle fléchit selon les deux sens}$$

$$\Rightarrow \frac{170}{45} \leq e \leq \frac{170}{40} \Rightarrow 3,77 \leq e \leq 4,25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 11\text{cm pour } 2h \text{ de coupe de feu} \\ \end{array} \right. \Rightarrow e = 14\text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 14\text{ cm isolation phonique} \\ \end{array} \right.$$

#### III.5.2. Evaluation des charges et surcharges de la dalle ascenseur

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} G_{\text{concentrée}} = D_m + p_m = 51 + 15 = 66\text{ KN} \\ Q_{\text{concentrée}} = 6,30\text{ KN} \end{array} \right.$$

#### Poids propre de la dalle et du revêtement :

Calcul pour un revêtement de 5cm

$$G_1 = 25 \times 0,14 + 22 \times 0,05 = 4,6\text{ KN/m}^2$$

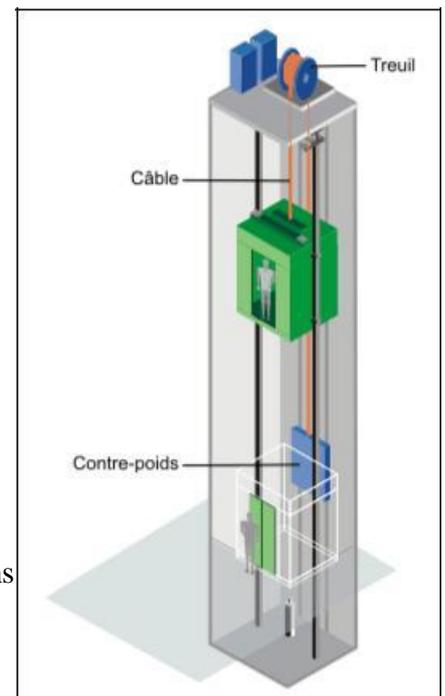


Figure III.28. Représentation d'un ascenseur à traction à câbles

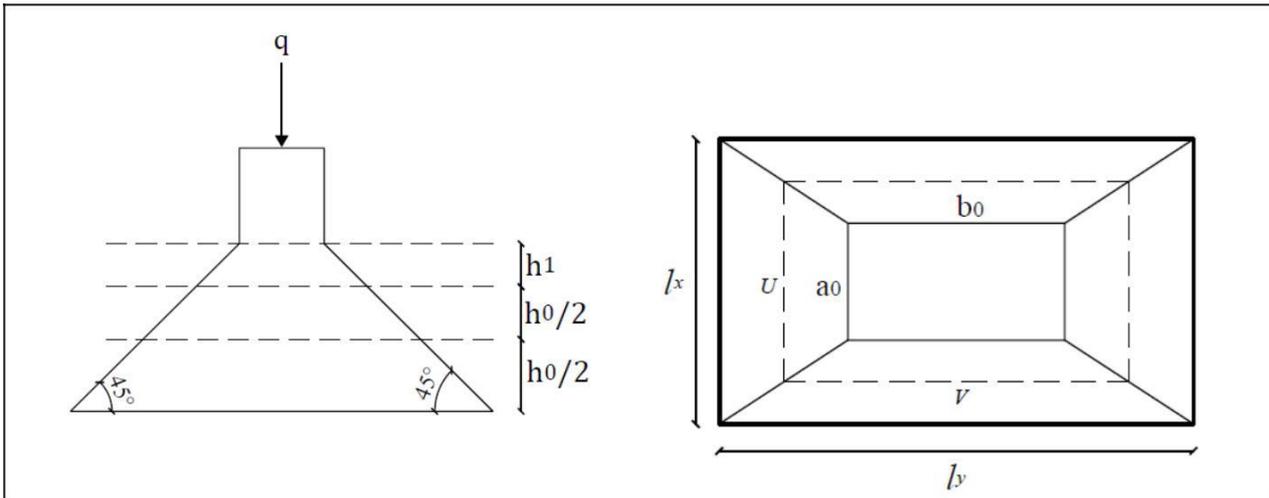
**Poids de l'ascenseur**

$$G_2 = \frac{F}{S} = \frac{145}{3,06} = 47,38 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**Poids total**

$$G^{total} = G_1 + G_2 = 51,98 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**III.5.3. Dalle de la salle machine**



**Figure III.29.** Schéma représentatif de la surface d'impact

On a  $\left\{ \begin{array}{l} U = a_0 + h + 2\xi h_0 \\ V = b_0 + h + 2\xi h_0 \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} U = a_0 + h + 2\xi h_0 \\ V = b_0 + h + 2\xi h_0 \end{array} \right.$

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} U \text{ et } a_0 : \text{ Les dimensions parallèles à } L_X \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} a \times b = (80 \times 80) \text{ cm}^2 : \text{ La surface du chargement } \\ h : \text{ L'épaisseur du revêtement } \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{ L'épaisseur du revêtement } \\ \xi \end{array} \right.$

On aura donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 80 + 14 + (2 \times 0,75 \times 5) = 101,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Sous charges réparties :**

**Evaluation des charges**

Avec  $Q = 1,5 \text{ KN} / \text{m}^2$

**DTR BC2.2(Art.7.4)**

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q \\ q_u = 1,35 \times 4,6 + 1,5 \times 1,5 = 8,46 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} q_s = G + Q \\ q_s = 4,6 + 1,5 = 6,1 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

**• Calcul des sollicitations**

$$\text{ELU} \Rightarrow \rho = 0,94 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,8661 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_0^{x1} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 1,024 \text{ KN} . \text{m} \\ M_0^{y1} = \mu_y \times M_0^{x1} = 0,886 \text{ KN} . \text{m} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \Rightarrow \rho = 0,94 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0491 \\ \mu_y = 0,9087 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_0^{x1} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,8655 \text{ KN} . \text{m} \\ M_0^{y1} = \mu_y \times M_0^{x1} = 0,7865 \text{ KN} . \text{m} \end{array} \right.$$



**Sous charges concentrées :**

**• Evaluation des charges**

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G_{concentrée} + 1,5Q_{concentrée} \end{array} \right.$$

$$| \left\{ q_u = 1,35 \times 66 + 1,5 \times 6,3 = 98,55 \text{ KN} / \text{m}^2 \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} p_{concentrée} = q_u \times (U \times V) = 101,52 \text{ KN} \\ q_s = q_u \times (U \times V) = 74,48 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} q_u = G_{concentrée} + Q_{concentrée} \end{array} \right.$$

$$| \left\{ q_u = 66 + 6,3 = 72,3 \text{ KN} / \text{m}^2 \right.$$

**Calcul des sollicitations**

$$\left\{ \begin{array}{l} M^x_2 = p \times (M_1 + \nu M_2) \\ M^y_2 = p \times (M_1 + \nu M_2) \end{array} \right.$$

Avec :

$M_1$  et  $M_2$  Sont des coefficients donnés par les abaques de Pigeaud (Annexe n°4 et

5) en fonction de  $\rho$ .

$$\text{Et } \alpha = \frac{U}{l_x}; \beta = \frac{V}{l_y}$$

$\nu$  : Coefficient de poisson :

$$\left\{ \nu = 0 \Rightarrow ELU \right.$$

$$\left. \nu = 0,2 \Rightarrow ELS \right.$$

D'après les deux abaques de Pigeaud pour  $\rho = 0,9$  et  $\rho = 1$  respectivement :

$$\Rightarrow \rho = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,089 \\ M_2 = 0,073 \end{cases} \quad \Rightarrow \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,081 \\ M_2 = 0,081 \end{cases}$$

**Remarque**

Après avoir effectué une interpolation linéaire entre les deux valeurs de ( $M_1$  et  $M_2$ ) des deux abaques de Pigeaud (Annexe n° 4 et 5), on obtient pour la valeur de  $\rho = 0,94$  :

$$\Rightarrow \rho = 0,94 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,0858 \\ M_2 = 0,0762 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\text{ELU} \Rightarrow \begin{cases} M_{0^2}^x = 8,71 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{0^2}^y = 7,73 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ 0 \end{cases} \quad \text{ELS} \Rightarrow \begin{cases} M_{0^2}^x = 7,52 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{0^2}^y = 6,95 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ 0 \end{cases}$$

**Superposition des moments**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_{0^2}^x = M_{x1} + M_{x2} \\ M_{0^2}^y = M_{y1} + M_{y2} \\ 0 \end{cases} \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} M_{0^2}^x = 9,73 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{0^2}^y = 8,61 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ 0 \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_{0^2}^x = 8,38 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{0^2}^y = 7,73 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ 0 \end{cases}$$

**Moments corrigé**

**En travée**

$$\text{ELU} \begin{cases} M_{0^2}^x = 7,29 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{0^2}^y = 6,45 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_{0^2}^x = 6,28 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{0^2}^y = 5,79 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

**En appui**

$$\begin{cases} \text{ELU} : M_{0^2}^x = -0,5 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \text{ELS} : M_{0^2}^x = -4,19 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

## Calcul du ferrailage

Le tableau suivant résume les résultats du ferrailage de la dalle salle machine :

Tableau III.43. Ferrailage de la salle machine

Position	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{choisit}(cm^2/ml)$	St
Travée	X-X	7,29	0,035	0,045	0,117	1,78	1,15	4HA8=2,01	25
	Y-Y	6,45	0,031	0,040	0,118	1,57	1,12	4HA8=2,01	25
Appui	X-X;Y-Y	-4,86	0,023	0,030	0,118	1,17	1,15	4HA8=2,01	25

## Vérification des espacements

$$St \leq (2e ; 25cm) = 25cm$$

## Vérifications à l'ELU

## Vérification du poinçonnement

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_c}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91(Art A.5.2.4.2)}$$

$q_u$  : Charge de calcul à l'ELU

$U_c$  : Hauteur de la dalle

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (101,5 + 101,5) = 406 \text{ cm}$$

$$q_u = 98,55 \leq 0,045 \times 4,06 \times 0,14 \times 1,25 \times 10^3 = 426,3 \text{ KN}$$

**Remarque :** Pas de risque de poinçonnement.

## Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Tableau.III.44. Vérification de l'effort tranchant de la salle machine

Effort tranchant(KN)	Sous charge répartie (KN)	Sous charge concentrée (KN)	Superposition $V=V_1+V_2$	$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d}$ (MPa)
Selon x et y $V_x-V_y$	4,004	42,3	46,304	0,385

$$\tau_u = 0,385 \text{ Mpa} \leq 1,17 \text{ Mpa}$$

**Remarque :** Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

Tableau.III.45. Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle salle machine

Position	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> (MPa)		Obs.
					σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	
Travée	X-X	6,28	2,40	3239,4	4,66	15	Vérifiée
	Y-Y	5,79	2,40	3239,4	4,30	15	Vérifiée
Appui	X-X;Y-Y	-4,19	2,40	3239,4	3,11	15	Vérifiée

Etat limite de déformation (Flèche) :

Sens x

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.14}{1.7} = 0.082 > \max \left[ \frac{3}{80}, \frac{5.69}{20 \times 7.58} \right] = 0.037 \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 2. \frac{A_s}{b \times d} = 1.675 \times 10^{-3} < \frac{2}{f} = 5 \times 10^{-3} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 3. L = 1.7m < 8 \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Sens y

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.14}{1.8} = 0.077 > \max \left[ \frac{3}{80}, \frac{5.17}{20 \times 6.89} \right] = 0.375 \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 2. \frac{A_s}{b \times d} = 2.78 \times 10^{-3} < \frac{2}{f} = 5 \times 10^{-3} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 3. L = 1.89m < 8 \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

Schémas de ferrailage

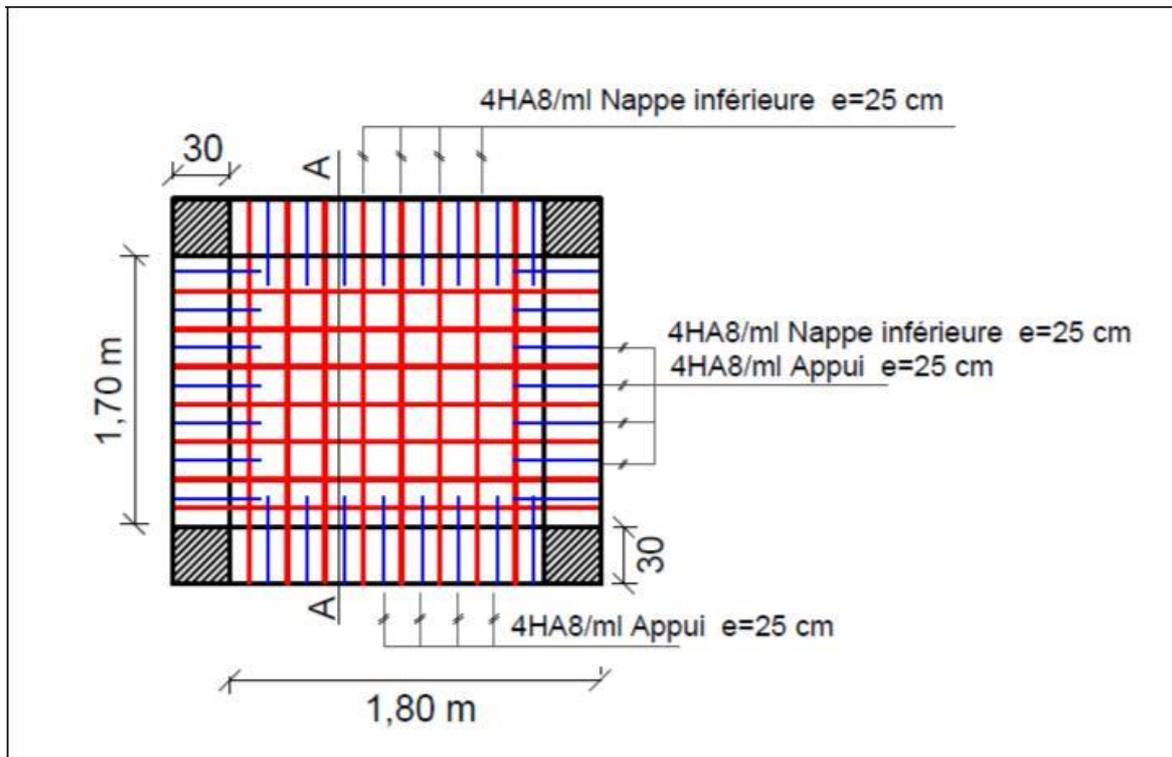


Figure III.30. Ferrailage de la dalle salle machine

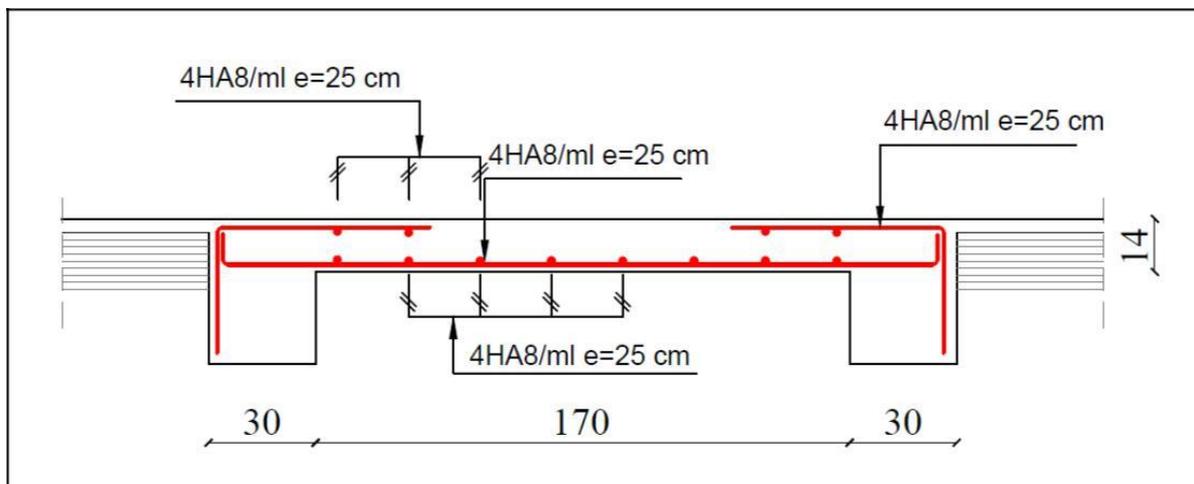


Figure III.31. Coupe A-A du panneau de dalle salle machine

### III.6. Etude de l'acrotère

#### III.6.1. Hypothèses de calculs

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre linéaire.

La fissuration est considérée nuisible.

#### III.6.2. Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère

L'acrotère est soumis à deux types de charges :

Charges en situation courante.

Charge en situation accidentelle.

##### Charges en situation courante

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.46. Charges revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
70	15	0,1135	2,84	0,378	3,22	1

##### Charge sismique

D'après le **RPA99V2003**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} A = 0,15 \text{ (groupe d'usage 2; zone II - a) : coefficient d'accélération de la zone.} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de la force horizontale.} \\ W_p = 3,22 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases} \quad \text{RPA99V2003 (Art. 6.2.3, Tableau 6.1)}$$

$$\text{Donc: } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3,22 \Rightarrow F_p = 1,545 \text{ KN}$$

#### III.6.3. Calcul des sollicitations de l'acrotère

- Calcul du centre de gravité

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 6,59 \text{ cm} \\ Y_G = 37,19 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N = 3,22 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,7 \Rightarrow M_Q = 0,7 \text{ KN.m} \\ M_P = F_P \times y_g \Rightarrow M_P = 1,545 \times 0,3719 \Rightarrow M_P = 0,573 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les sollicitations revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.47.** Combinaisons d'actions de l'acrotère.

Combinaisons	ELU Accidentel	ELU Fondamental	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3,22	4,34	3,22
M (KN.m)	1,273	1,05	0,70

### Calcul de l'excentricité

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{4,34} = 0,24 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0,7}{6} = 0,116 \text{ m} \end{cases}$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, et  $N_u$  est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple, soumise à un moment  $M_{ua} = N_u \times e$ . Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement) **BAEL91 (Art 4.4)**.

On remplace l'excentricité réelle ( $e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ ) par une excentricité totale de calcul :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

$e_2$  : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; h / 250)$$

$h$  : Portée de l'élément =70 cm.

: Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \quad \text{RPA99V2003 (Art. A.4.3.5)}$$

$l_f = 2 \times h = 1,4 \text{ m}$  :Longueur de flambement.

$$\Rightarrow e = \frac{3 \times 1,4^2 \times 2}{2 \times 10^4 \times 0,15} = 7,84 \times 10^{-3} \text{ m} \text{ et } e = \max(2 \text{ cm} ; h / 250) = 2 \text{ cm}$$

D'où :  $e = 0,24 + 0,02 + 7,84 \times 10^{-3} = 0,268 \text{ m}$

Les sollicitations de calcul à l'ELU<sub>f</sub> deviennent :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu = 4,34 \text{ KN} \\ \\ \end{array} \right. \\ | \quad Mu = Nu \times e = 4,34 \times 0,27 = 1,175 \text{ KN.m}$$

**III.6.4. Ferrailage de l'acrotère :**

**Calcul à l'ELU**

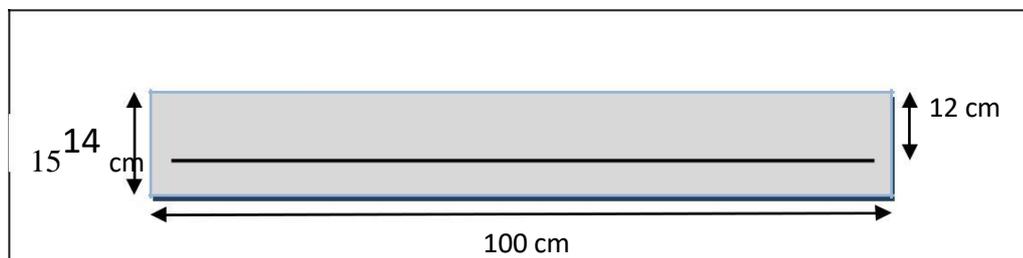


Figure III.32. Section droite de l'acrotère à ferrailer

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS. La section est partiellement comprimée et  $e_0$  en dehors du noyau central, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec  $M_{ua}$  :

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci- dessous

**Tableau III.48.**Ferrailage de l'acrotère

$M_{ua}$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A1 (cm <sup>2</sup> /ml)	AS (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin(cm <sup>2</sup> /ml)
1,35	0,00664	0,0083	0,119	0,325	0,201	1,44

**Remarque :**

Le ferrailage se fera à l'ELA car c'est la situation la plus défavorable, qui donne les résultats suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = 0,296 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_s = 0,215 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_1 = 0,296 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_s = 0,215 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right\}$$

- **Choix des armatures**

Sens principal :  $A_s = 1,44 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow$  Soit :  $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Armatures de répartition**

$$A_{rep} = \frac{A_s}{3} \Rightarrow A_{rep} = \frac{2,01}{3} \Rightarrow A_{rep} = 0,67 \text{ cm}^2$$

Sens secondaire :  $A_{rep} = 0,67 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow$  Soit :  $4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Calcul des espacements**

Sens principal :  $S_t \leq 100 / 4 = 25 \text{ cm}$

Sens secondaire :  $S_t \leq 100 / 4 = 25 \text{ cm}$

**Vérifications à l'ELU****Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \frac{0,07 \times f_c}{\gamma_b}$

➤ ELU :  $V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

$$V = 1,5 \times 10^{-3}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1}{1 \times 0,12} = 0,0125 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0,0125 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa}$$

**Situation accidentelle :**  $V_u = Q + F_p = 1 + 1,54 = 2,54 \text{ KN}$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} < 1,52 \text{ MPa}$$

On remarque que :  $\tau_u < \underline{\tau}_u \Rightarrow$  Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

### Vérifications à l'ELS

Les vérifications à faire dans le cas d'une fissuration préjudiciable sont :

- 1- La contrainte limite dans le béton.
- 2- La contrainte limite dans les aciers.

**Vérification des contraintes :**

$$M_{ser} = 0,7 \text{ KN.m} ; N_{ser} = 3,218 \text{ KN} ; d = 0,12 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{ser} \\ \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{b \cdot c} \times y \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_t \\ \sigma_{st} = 15 N_{ser} \frac{\mu_t}{(d-y)} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \min \left( \frac{F \cdot N}{A_s}, f_e \right) ; 110 \eta \times f_{t28} \end{array} \right. \quad (2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_t \\ \sigma_{st} = 15 N_{ser} \frac{\mu_t}{(d-y)} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \min \left( \frac{F \cdot N}{A_s}, f_e \right) ; 110 \eta \times f_{t28} \end{array} \right. \quad (3)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_t \\ \sigma_{st} = 15 N_{ser} \frac{\mu_t}{(d-y)} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \min \left( \frac{F \cdot N}{A_s}, f_e \right) ; 110 \eta \times f_{t28} \end{array} \right. \quad \left( \text{avec } \eta = 1,6 \text{ (pour les aciers HA)} \right)$$

**Calcul de y :**

$$(y = y_c + C)$$

Position du centre de poussée :

$$e_0 - h = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - h = 0,2175 - 0,075 = 0,143 \text{ m}$$

D'après la convention de signes du BAEL on a N qui est un effort de compression, donc :

$$C = -0,143 \text{ m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} p = -3C^2 + \frac{90}{b} A (d-c) = -0,057 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

}

$$\left\{ \begin{array}{l} q = -2C^3 - \frac{90}{b} A (d-c)^2 = 0,0046 \text{ m}^3 \end{array} \right.$$

On a :  $y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$

La solution de l'équation (1) dépend de  $\Delta : \Delta = 4 p^3 + 27 q^2 = -1,69 \times 10^{-4} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \Rightarrow 0,143 \leq y_c \leq 0,293$$

$$y_{c1} = a \cos \cos (\varnothing / 3) = 0,176 \text{ m}$$

$$y_{c2} = a \cos \cos (\varnothing / 3 + 120^\circ) = -0,272 \text{ m} \quad \left\{ a = 2 \sqrt{-p/3} = 0,276 \right.$$

|

$$y_{c3} = a \cos \cos (\varnothing / 3 + 240^\circ) = 0,097 \text{ m} \quad \text{Avec } \left\{ \varnothing = \cos^{-1} \left( \frac{3q}{2p\sqrt{-p/3}} \right) = 151,43^\circ \right.$$

$$|y_1| \quad 0,176 - 0,143 = 0,033 \text{ m}$$

$$|y_2| \quad -0,276 - 0,143 = -0,415 \text{ m}$$

$$|y_3| \quad 0,097 - 0,143 = -0,046 \text{ m}$$

Donc, on opte pour :  $y_c = 0,176 \text{ m} \Rightarrow y = 0,033 \text{ m}$

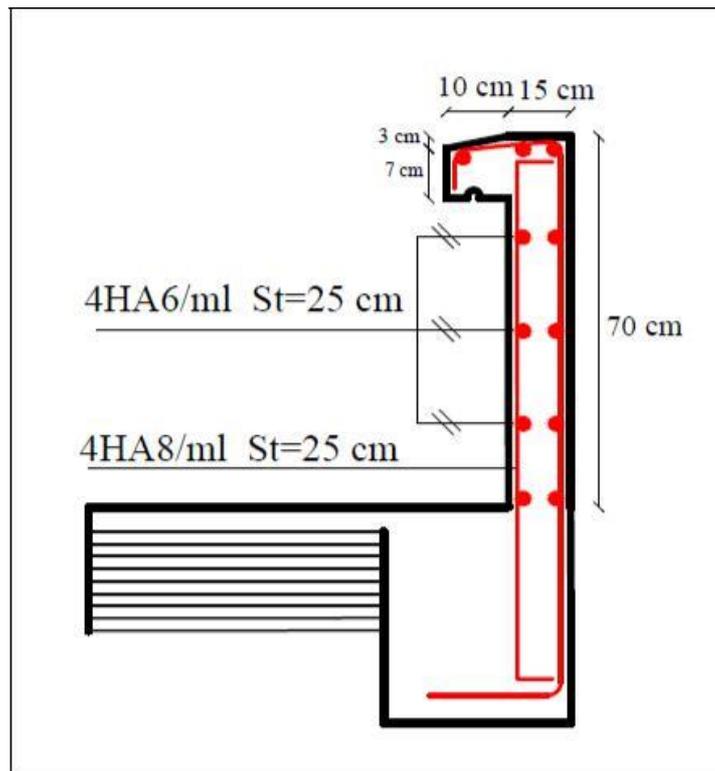
$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 A (d - y) = 2,82 \times 10^{-4} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{\mu_t} \times y = \frac{3,22 \times 10^{-3}}{2,82 \times 10^{-4}} \times 0,033 = 0,377 MPa < \sigma_{bc} = 15 MPa$$

d'où

$$\sigma_{st} = 15 \times 3,22 \times 10^{-3} \times \frac{(0,12 - 0,033)}{2,82 \times 10^{-4}} = 14,89 MPa < \sigma_{st} = 101,63 MPa$$

**Schéma de ferrailage de l'acrotère**



**Figure III.33.** Schéma de ferrailage de l'acrotère

# **Chapitre IV**

## **Etude dynamique**

---

## Partie I : Modélisation de la structure et étude sismique

### IV.1. Introduction

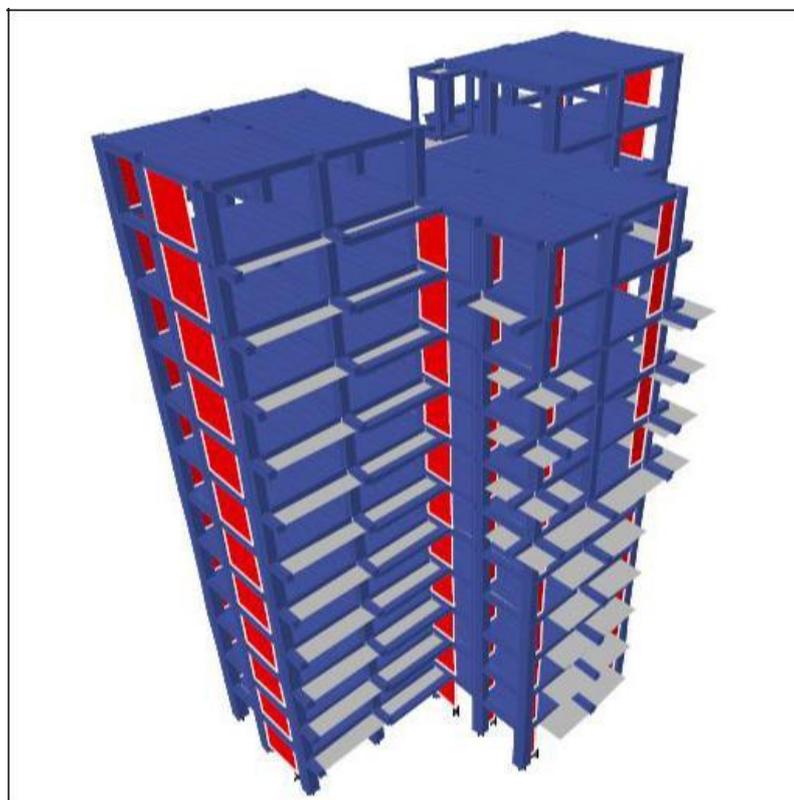
Face au risque du séisme et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière est basée sur une méthode dynamique.

### IV.2. Modélisation

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds, puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps manuellement, c'est pourquoi on se sert du logiciel de modélisation (ETABS 2016) afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacements, efforts, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions.

D'après le **RPA99v2003** (Art. 4.3.2.b), pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).



*Figure IV.1.* Vue en 3D de la modélisation de la structure

### IV.3. Méthodes de calcul des forces sismiques

D'après le règlement parasismique Algérien (RPA99v2003), le calcul des forces sismiques globales, peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

La méthode statique équivalente.

La méthode dynamique :

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse par accélérogrammes.

Pour ce projet, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, du fait que les conditions d'application ne sont pas satisfaites, car le bâtiment étudié présente une irrégularité en plan et en élévation, de surcroît la condition complémentaire relative à la hauteur du bâtiment  $H_{Structure} > 23m$  **RPA99v2003 (Art. 4.1.2)**

Selon le RPA99v2003, la méthode adéquate restante à utiliser pour ce cas, est la méthode d'analyse modale spectrale, dont l'utilisation est simplifiée avec le logiciel ETABS2016.

L'analyse modale spectrale consiste à mettre en évidence les modes propres du mouvement libre (caractéristique de la structure) et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale à un instant donné. Du point de vue du Génie parasismique, la réponse maximale d'un ouvrage, au cours d'un séisme, importe plus que la chronologie détaillée du mouvement dans le temps, en raison de l'effort important de calcul qu'elle nécessite. Pour le dimensionnement par exemple, seule la réponse maximale est intéressante. Les réponses maximales peuvent être estimées nettement plus rapidement à l'aide du spectre de réponse de calcul, qui sont par la suite combinées pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est donc représentée par le spectre de réponse. Il y est défini un rapport  $S_a/g$  sans unité, faisant intervenir l'accélération du séisme ( $S_a$ ) ainsi que la force gravitationnelle

: ce rapport est fonction de la période fondamentale réelle de la structure dans chacun de ses modes propres.

On définit ci-après, tels que définis par le RPA99v2003, les différentes valeurs du spectre de réponse de calcul correspondant à quatre paliers d'un graphe normalisé et lissé, ce dernier est donné par l'expression suivante :

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

**RPA99v2003 (4.13)**

**IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base)**

La force sismique totale  $V_{st}$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment \quad \mathbf{RPA99v2003 (4.1)}$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99v2003 (Tableau 4.1)**

{ - Zone sismique : II.a  
 }  $\Rightarrow A = 0,15$

{ - Groupe d'usage : 2

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \\ \left( \frac{T}{T_2} \right)^{2/3} & 0 \leq T \leq T_2 \\ \left( \frac{T}{T_2} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 3 \eta^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \mathbf{RPA99v2003 (4.2)}$$

Avec :  $\eta$ :Facteur de correction d'amortissement, donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \mathbf{RPA99v2003(4.3)}$$

Et  $\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, donné par le tableau **RPA99v2003 (Tableau4.2)**

tel que : Contreventement mixte (Voiles-portiques) :

(( ))

$$\xi = 10 + 7 / 2 = 8,5\% \text{ ce qui donne : } \eta = \sqrt{7 / (2 + 8,5)} \Rightarrow \eta = 0,816$$

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

$$T_1 = 0,15 \text{ s}$$

Site meuble (S3) donc :

RPA99v2003

(Tableau 4.7)

$$T_2 = 0,50 \text{ s}$$

T : Période propre.

**Estimation de la période fondamentale de la structure T**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du **RPA99v2003 (Art 4.2.4)**

$$\begin{cases} T = C_T \cdot h_n^{3/4} & \text{RPA99v2003 (4 - 6)} \\ T \leq 0,09 \times h_n \\ T_{x,y} = \frac{\bar{L}_{x,y}}{\sqrt{\dots}} & \text{RPA99v2003 (4 - 7)} \end{cases}$$

Avec :

$h_n$  : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :  $h_n=34,74m$ .

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné

par le tableau : **RPA99v2003 (Tableau 4.6)**

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé :  $C_T= 0,050$ .

$L$  : Dimension maximale du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} L_x = 27,4 m \\ \dots \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} T_x = \min ( 0,715s ; 0,597 s ) & T_x = 0,597 s \\ T_y = \min ( 0,715s ; 0,826 s ) & T_y = 0,715 s \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = 1,3 \times 0,597 = 0,78 s \\ \dots \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$\begin{array}{l}
 T^{2/3} \quad \left\{ \begin{array}{l} D = 1,52 \\ \dots \end{array} \right. \\
 \left( \begin{array}{l} 2 \\ \dots \end{array} \right) \quad \left| \begin{array}{l} \dots \\ \dots \end{array} \right. \\
 D=2,5\eta \quad \left| \begin{array}{l} \dots \\ \dots \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \dots \\ \dots \end{array} \right. \\
 \left( T \right) \quad \left| \begin{array}{l} D_y = 1,35 \\ \dots \end{array} \right. \\
 \left. \begin{array}{l} \dots \\ \dots \end{array} \right\}
 \end{array}$$

Q : Facteur de qualité, sa valeur est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q \quad \text{RPA99v2003 (4 - 4)}$$

Avec :  $P_q$  : Pénalités à retenir, selon la satisfaction des critères de qualité.

Les valeurs de  $P_q$  à retenir pour les deux sens, sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.1.** Valeurs des pénalités  $P_q$

N°	Critère « $P_q$ »	Observation		Pénalités	
		Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	Non	0,05	0,05
02	Redondance en plan	Oui	Oui	0	0
03	Régularité en plan	Non	Non	0,05	0,05
04	Régularité en élévation	Non	Non	0,05	0,05
05	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	Oui	0	0
06	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	Oui	0	0

Donc :  $Q_x = 1,15$

$Q_y = 1,15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement. Il est donné par le **Tableau 4.3 (RPA99v2003)**.

Pour ce projet, on considère un contreventement mixte assurée par Voiles-Portiques avec interaction, donc :  $R=5$ .

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99v2003 (4 - 5)}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W<sub>Qi</sub> : Charges d'exploitation.

: Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. **RPA99v2003 (Tableau 4.5)**

Concernant ce projet, on dispose de niveaux à usage d'habitation, donc  $\beta = 0,2$ .

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ETABS20016, la valeur trouvée est : **W= 41299,5315 KN.**

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$V_{st}^x = \frac{A.D_x.Q_x}{R} = \frac{0,15 \times 1,52 \times 1,15}{5} \times 41299,5315 = 2165,74 \text{ KN}$$

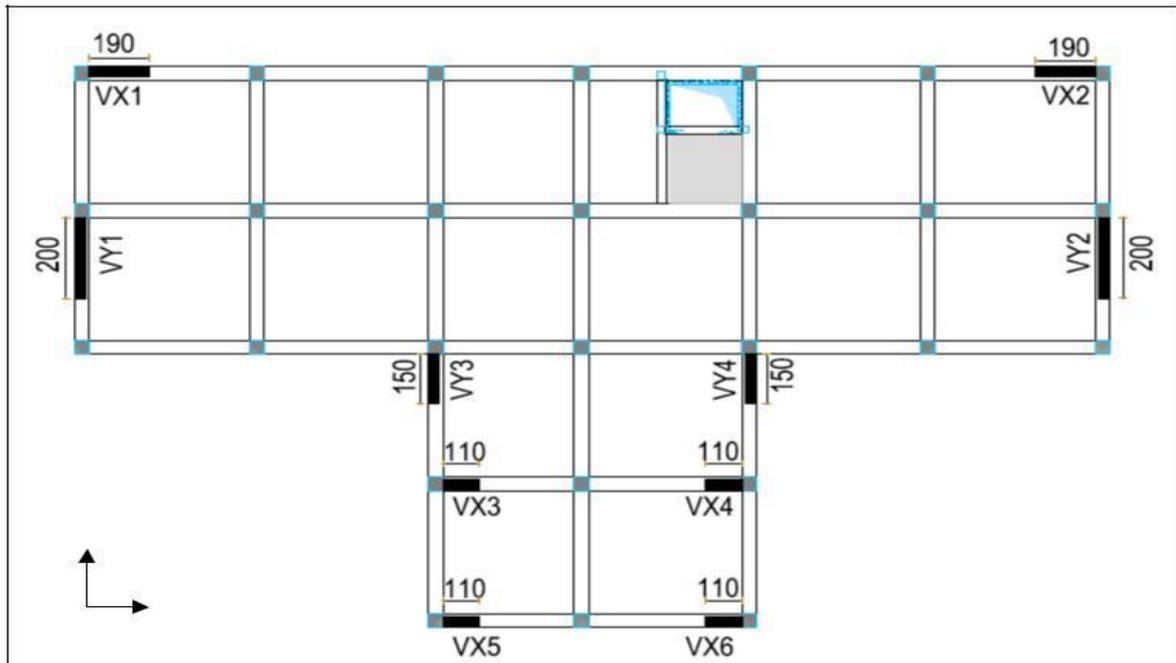
$$V_{st}^y = \frac{A.D_y.Q_y}{R} = \frac{0,15 \times 1,35 \times 1,15}{5} \times 41299,5315 = 1923,52 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V^x = 2165,74 \text{ KN} \\ V^y = 1923,52 \text{ KN} \end{cases}$$

**IV.5. Disposition des voiles de contreventements**

Plusieurs dispositions ont été testées afin d’aboutir à un résultat concluant, avec un meilleur comportement tout en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les prescriptions du RPA99v2003.

La disposition à laquelle nous avons abouti est la suivante :



*Figure IV.2.* Plan de disposition des voiles de contreventement

**Remarques :**

Le mur de soutènement est dissocié de la structure, pour des raisons de comportement sismique.

La cage d’ascenseur est considérée en maçonnerie.

**Dimensions optées :**

**Poutre principales :** (30×40)

**Poutre secondaires :** (30×35)

**Voiles :** e = 20 cm.

**Poteaux :**

E.S+RDC+1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> +3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup>	7 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup>	9 <sup>ème</sup>	10 <sup>ème</sup>
(60×60)	(55×60)	(50×55)	(45×50)	(40×45)	(35×40)	(30×35)	(30×30)

#### IV.6. Justification des exigences du RPA99version2003

Le RPA99v2003 exige de satisfaire six vérifications principales, qui concernent le comportement dynamique du modèle étudié. La première concerne les taux de participation des masses modales ainsi que leur modes de vibration, la deuxième implique la justification de la résultante des forces sismiques à la base, la troisième vérification est relative à l'interaction sous charges horizontales et verticales liée au type de contreventement, la quatrième vérification se rapport à l'effort normal réduit dans les poteaux, et finalement la dernière concerne la justification vis-à-vis des déformations.

##### 1. Modes de vibration et taux de participation des masses modales

D'après l'article du RPA99v2003 (Art. 4.3.4), les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales cumulées effectives pour les modes retenus, soit égales à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Les résultats obtenus suite à une analyse des vibrations libres sont illustrés dans le tableau ci-après :

**Tableau IV.2.** Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Périodes (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulés de la masse modale	
		Ux	Uy	Ux	Uy
<b>1</b>	1,11	<b>73,97</b>	0,01	73,97	0,01
<b>2</b>	1,08	0,01	<b>73,16</b>	73,99	73,17
<b>3</b>	0,93	0,01	0,01	74	73,18
<b>4</b>	0,36	11,77	0	85,77	73,18
<b>5</b>	0,33	0	13,03	85,77	86,2
<b>6</b>	0,28	0,01	0,001796	85,78	86,2
<b>7</b>	0,19	5,2	0,0007884	<b>90,98</b>	86,2

<b>8</b>	0,17	0,0007435	5,23	<b>90,98</b>	<b>91,44</b>
<b>9</b>	0,14	0,003262	0,0008478	90,99	91,44
<b>10</b>	0,11	2,98	0,001041	93,97	91,44
<b>11</b>	0,10	0,0009213	2,97	93,97	94,41
<b>12</b>	0,08	0,01	0,001041	93,98	94,41

**Tableau IV.3.** Facteurs de direction modale

<b>Modes</b>	<b>Périodes (s)</b>	<b>Ux (%)</b>	<b>Uy (%)</b>	<b>Rz (%)</b>
<b>1</b>	1,11	<b>100</b>	0	0
<b>2</b>	1,08	0	<b>100</b>	0
<b>3</b>	0,93	0,5	0	<b>99,5</b>
<b>4</b>	0,36	99,6	0	0,4
<b>5</b>	0,33	0	100	0
<b>6</b>	0,28	0,8	0	99,2

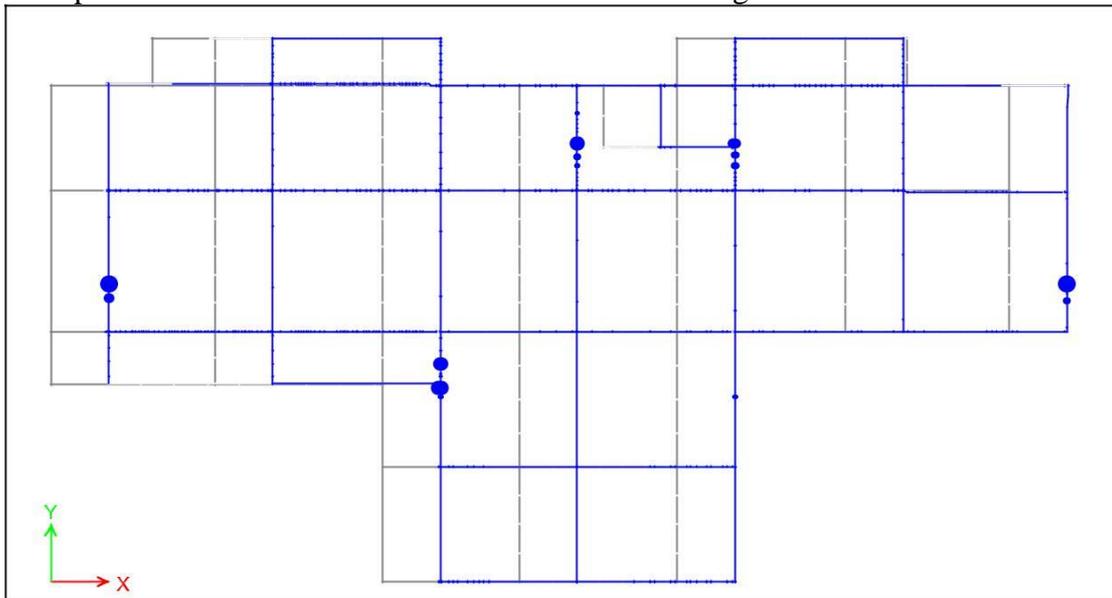
**Analyse des résultats :**

La participation modale du premier mode suivant la direction X est prépondérante avec un taux de 73,97%, ce qui conduit à un mode de translation selon cette direction.

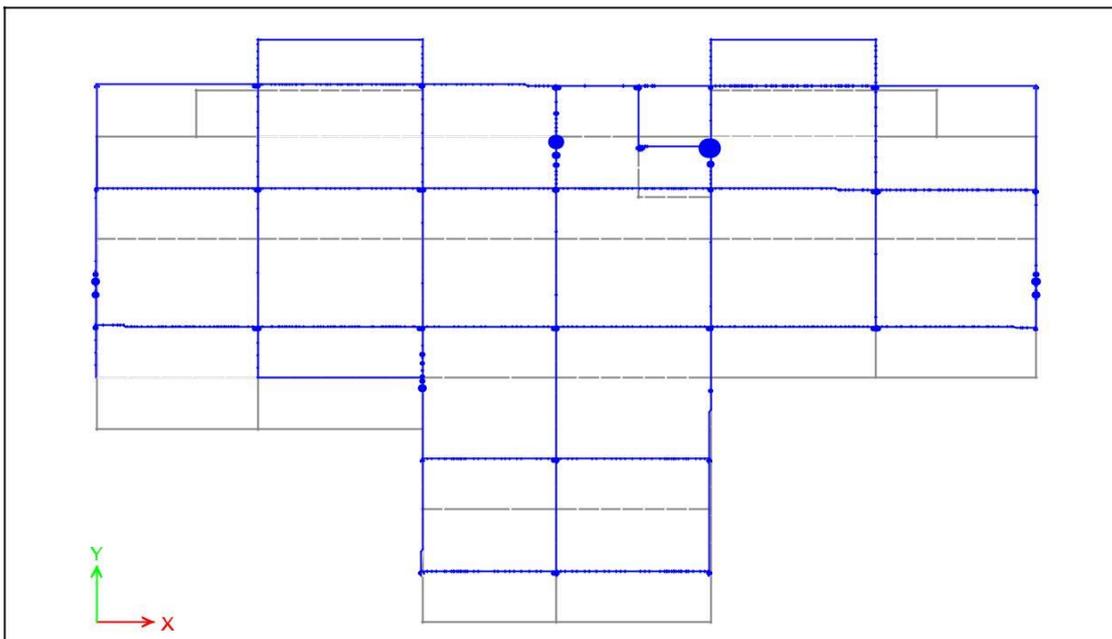
Le deuxième mode est un mode de translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 73,16% selon cette direction.

La condition du **RPA99v2003 (Art. 4.3.4)** relative aux nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 7<sup>ème</sup> mode dans la direction X, et à partir du 8<sup>ème</sup> mode dans la direction Y.

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures ci-dessous :



**Figure IV.3.** 1<sup>er</sup> Mode de vibration -Translation suivant l'axe X-



**Figure IV.4.** 2<sup>ème</sup> Mode de vibration -Translation suivant l'axe Y-

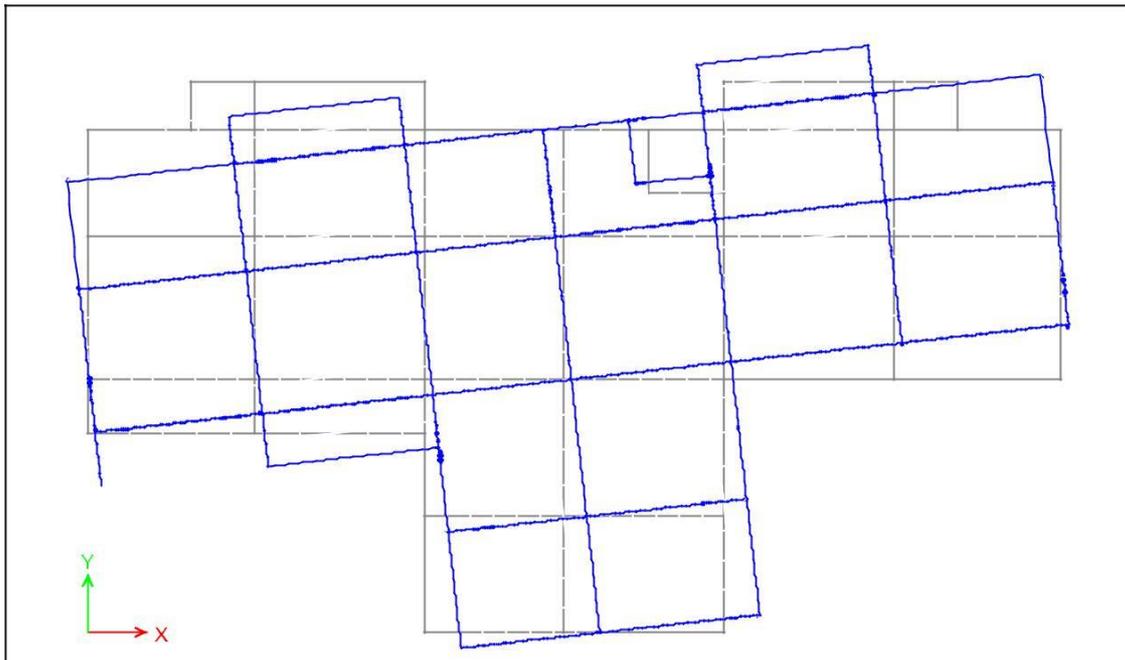


Figure IV.5.3<sup>ème</sup> Mode de vibration -Rotation autour de l'axe Z-

## 2. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base

En se référant à l'article du RPA (Art. 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base  $V_{\text{dynamique}}$ , 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  $V_{\text{st}}$  pour une valeur de la période fondamentale, donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_{\text{dyn}} < 0,8V_{\text{st}}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) avec le rapport  $0,8V_{\text{st}}/V_{\text{dyn}}$ .

Pour le calcul de  $V_{\text{dynamique}}$ , nous avons eu recours au spectre de réponse de calcul suivant :

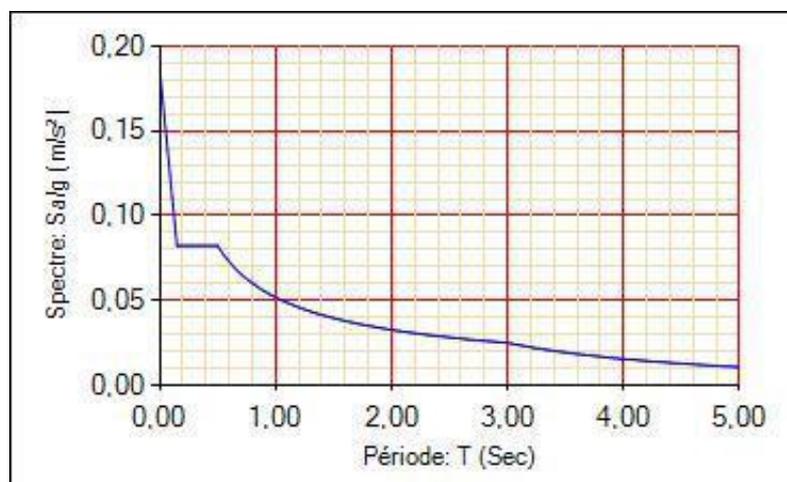


Figure IV.6. Spectre de réponse (Selon X et Y)

La vérification de la résultante sismique en se référant à l'article du RPA99v2003 (Art. 4.3.6), est résumée dans le tableau suivant :

**Tableau IV.4.** Vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	D	Q	V <sub>dyn</sub> (KN)	V <sub>st</sub> (KN)	0,8×V <sub>st</sub> (KN)	Remarque	Observation
X-X	1,52	1,15	1632,54	2165,74	1732,59	V <sub>dyn</sub> ≤ 0,8V <sub>st</sub>	Non vérifiée
Y-Y	1,35	1,15	1663,85	1923,52	1538,81	V <sub>dyn</sub> ≥ 0,8 V <sub>st</sub>	Vérifiée

D'après le tableau IV.4, on constate que la condition du RPA99v2003 : V<sub>dyn</sub> ≥ 0,8V<sub>st</sub> n'est pas satisfaite selon le sens X, alors on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de (0,8V<sub>st</sub>/V<sub>dyn</sub>), comme suit :

$$\text{Sens } x: \frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}} = 1,062$$

Après majoration de l'action sismique, on obtient les résultats suivants :

**Tableau IV.5.** Vérification de la résultante des forces sismiques après majoration de l'action sismique

Sens	D	Q	V <sub>dyn</sub> (KN)	V <sub>st</sub> (KN)	0,8×V <sub>st</sub> (KN)	Remarque	Observation
X-X	1,52	1,15	1733,94	2165,74	1732,59	V <sub>dyn</sub> ≥ 0,8V <sub>st</sub>	Vérifiée
Y-Y	1,35	1,15	1664,03	1923,52	1538,81	V <sub>dyn</sub> ≥ 0,8 V <sub>st</sub>	Vérifiée

### 3. Justification de l'interaction voiles-portiques

D'après l'article du RPA99 (Art.3.4.4), il est impératif pour les constructions à contreventement mixte voiles-portiques de satisfaire les conditions suivantes :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques, ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

#### Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations :

$$\frac{\sum F'_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F'_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations :

$$\frac{\sum F'_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F'_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.6.** Résultats de l'interaction sous charges verticales

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) Charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Entresol	36398,92	8648,78	80,80	19,20

#### Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction sous charges verticales, est satisfaite au niveau de la base du bâtiment.

#### Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations :

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.7.** Résultats de l'interaction sous charges horizontales

Niveau	Charges horizontales reprises (KN)				(%) Charges horizontales			
	Sens X		Sens Y		Sens X		Sens Y	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
<b>Entre-sol</b>	646,073	1088,947	590,122	1074,173	37,24	62,76	35,46	64,54
<b>RDC</b>	872,487	812,579	734,444	792,613	51,78	48,22	47,06	52,94
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	967,818	641,722	798,619	629,676	60,14	39,86	55,92	44,08
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	902,957	613,781	776,175	582,290	59,54	40,46	57,14	42,86
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	956,509	454,348	788,146	488,655	67,80	32,20	61,73	38,27
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	779,618	504,467	659,012	517,664	60,72	39,28	56,01	43,99
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	797,245	349,006	658,211	406,374	69,56	30,44	61,83	38,17
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	648,253	346,430	533,057	404,455	65,18	34,82	56,86	43,14
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	531,779	294,261	432,520	355,869	64,38	35,62	54,87	45,13
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	401,823	228,104	325,246	287,235	63,79	36,21	53,11	46,89
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	264,764	198,961	224,673	220,454	57,10	42,90	50,48	49,52
<b>10<sup>ème</sup> étage</b>	171,549	75,125	116,175	81,675	69,55	30,45	58,72	41,28

**Analyse des résultats :**

Les résultats obtenus montrent que l'interaction Voiles-portiques sous charges horizontales est vérifiée pour tous les niveaux.

On remarque, que les voiles suivant l'axe Y sont très optimisant vis-à-vis de la reprise des charges horizontales, qui sont dans une fourchette très satisfaisante qui varie de 38,17% à 64,54%. Quant aux voiles suivant l'axe X, on enregistre un taux de charges horizontales repris qui varie de 30,44% jusqu'à 62,76%. On conclue que cette disposition est très satisfaisante.

**Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues aux

séismes, le RPA99 exige de vérifier l'effort normal réduit de compression, qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{RPA99v2003 (Art. 7.4.3.1)}$$

Avec :

$N_d$  : L'effort normal de compression sous combinaisons sismiques, s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : Section brute du béton.

$f_{c28}$  : La résistance de compression caractéristique du béton à 28 jours.

**Tableau IV.8.** Vérification de l'effort normal réduit

<b>Niveau</b>	<b>b(cm)</b>	<b>h(cm)</b>	<b>Nd(KN)</b>	<b>v</b>	<b>Observation</b>
<b>E-Sol</b>	0,60	0,60	2530,897	0,281	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	0,60	0,60	2281,481	0,253	<b>Vérifiée</b>
<b>1</b>	0,60	0,60	2007,814	0,223	<b>Vérifiée</b>
<b>2</b>	0,55	0,60	1778,813	0,215	<b>Vérifiée</b>
<b>3</b>	0,55	0,60	1553,079	0,188	<b>Vérifiée</b>
<b>4</b>	0,50	0,55	1329,561	0,193	<b>Vérifiée</b>
<b>5</b>	0,50	0,55	1113,149	0,161	<b>Vérifiée</b>
<b>6</b>	0,45	0,50	899,962	0,159	<b>Vérifiée</b>
<b>7</b>	0,40	0,45	693,771	0,154	<b>Vérifiée</b>
<b>8</b>	0,35	0,40	494,023	0,141	<b>Vérifiée</b>
<b>9</b>	0,30	0,35	299,464	0,114	<b>Vérifiée</b>
<b>10</b>	0,30	0,30	180,287	0,080	<b>Vérifiée</b>

**Analyse des résultats :**

La condition de l'effort normal réduit est vérifiée pour tous les niveaux.

On conclue d'après les résultats de la vérification de l'effort normal réduit, que le dimensionnement des poteaux est économique ( $\nu = 0,28$ ).

**5. Justification vis à vis des déformations**

Selon le RPA99v2003 (Art. 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau 'k' par rapport au niveau 'k-1' est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{RPA99v2003 (Art. 4.4.3)}$$

Avec :  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$  **RPA99v2003 (Art. 4.4.3)**

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement. ( $R=5$ ).

$h_k$  : La hauteur d'étage.

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.9.** Vérification des déplacements

Niveau	$h_k$ (cm)	Sens X					Sens Y				
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
<b>E-sol</b>	306	0,096	0,481	0	0,481	0,00157	0,091	0,458	0	0,458	0,00149
<b>RDC</b>	288	0,297	1,487	0,481	1,005	0,00349	0,273	1,367	0,458	0,909	0,00315
<b>1</b>	288	0,547	2,738	1,487	1,251	0,00434	0,502	2,510	1,367	1,142	0,00396
<b>2</b>	288	0,819	4,095	2,738	1,356	0,00471	0,753	3,767	2,510	1,257	0,00436
<b>3</b>	288	1,091	5,457	4,095	1,362	0,00472	1,012	5,063	3,767	1,295	0,00449
<b>4</b>	288	1,355	6,779	5,457	1,322	0,00459	1,271	6,357	5,063	1,294	0,00449

<b>5</b>	288	1,603	8,016	6,779	1,237	0,00429	1,520	7,601	6,357	1,244	0,00432
<b>6</b>	288	1,831	9,158	8,016	1,142	0,00396	1,756	8,780	7,601	1,179	0,00409
<b>7</b>	288	2,039	10,195	9,158	1,036	0,00359	1,974	9,871	8,780	1,090	0,00378
<b>8</b>	288	2,209	11,048	10,195	0,853	0,00296	2,171	10,857	9,871	0,986	0,00342
<b>9</b>	288	2,375	11,878	11,048	0,830	0,00288	2,348	11,741	10,857	0,883	0,00306
<b>10</b>	288	2,507	12,535	11,878	0,657	0,00228	2,510	12,551	11,741	0,810	0,00281

D'après le tableau ci-dessus, on constate que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

## 6. Justification vis à vis de l'effet P-

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (Effet P-), 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 :

$$= \frac{P_k \times \Delta_K \leq 0,1 \text{RPA99v2003 (Art. 5.9)} V_k}{\times h_k}$$

Tel que :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k », avec :

$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

$V_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Si  $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$  : les effets de P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1 - \theta}$$

Si  $\theta_k > 0,2$  : la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.10.** Vérification de l'effet P-

Niveau	h <sub>k</sub> (cm)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens X			Sens Y		
			$\Delta_k$ (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	$\theta_k$
<b>E-sol</b>	306	41299,5315	0,481	1733,94	0,03747882	0,458	1664,0342	0,03718783
<b>RDC</b>	288	37678,8639	1,005	1712,64	0,07681063	0,909	1642,1688	0,07241881
<b>1</b>	288	33961,1221	1,251	1657,0559	0,08906011	1,142	1587,4877	0,08486632
<b>2</b>	288	30243,3803	1,356	1576,0997	0,09038034	1,257	1509,7345	0,08746721
<b>3</b>	288	26451,6037	1,362	1470,8425	0,08504924	1,295	1409,2281	0,08443367
<b>4</b>	288	22659,8272	1,322	1344,9213	0,07736828	1,294	1289,5685	0,07895033
<b>5</b>	288	18960,6612	1,237	1202,9845	0,06769719	1,244	1156,198	0,07086368
<b>6</b>	288	15234,6488	1,142	1047,1174	0,05769135	1,179	1009,982	0,06175045
<b>7</b>	288	11631,0579	1,036	872,0571	0,04800109	1,090	843,6328	0,05220342
<b>8</b>	288	8108,323	0,853	670,753	0,03582444	0,986	650,1734	0,04271756
<b>9</b>	288	4743,5433	0,830	447,2374	0,03056683	0,883	434,5055	0,0334905
<b>10</b>	288	1585,2417	0,657	181,9363	0,01987692	0,810	177,0765	0,02517834

**Analyse des résultats :**

On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  sont inférieures à 0,1 pour tous les niveaux et cela dans les deux sens de calcul.

**Centre de torsion :**

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

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \cdot x_i}{\sum I_{yi}} \qquad Y_T = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :  $I_x$  et  $I_y$  les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile).

$x_i, y_i$  : Les coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

$X_T, Y_T$  : Les coordonnées du centre de torsion par rapport au repère global choisi.

Soit :

$$X_T = 13,55 \text{ m} \qquad Y_T = 9,11 \text{ m}$$

**IV.7. Conclusion**

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement, qui ont été modélisés équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les exigences du **RPA99v2003**, tout en respectant l'aspect architectural du bâtiment qui nous a posé un obstacle majeur sur la disposition des voiles.

Finalement, nous avons abouti à une disposition des voiles assurant un bon comportement dynamique du bâtiment, et cela après augmentation des sections des poteaux, et des poutres.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.11.** Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	E.S+RDC+1er	2 <sup>er</sup> +3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup>	7 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup>	9 <sup>ème</sup>	10 <sup>ème</sup>
Poteaux (cm <sup>2</sup> )	(60×60)	(55×60)	(50×55)	(45×50)	(40×45)	(35×40)	(30×35)	(30×30)
Voiles (cm)	<i>Epaisseur : 20 cm</i>							
Poutres Principales	(30×40)							
Poutres Secondaires	(30×35)							

---

## Partie II : Etude des éléments structuraux

### Introduction

Les différents efforts et sollicitations ainsi associés à chacun des éléments, leur ferrailage devient possible. Le principe consiste en l'application des méthodes de calcul basées sur la philosophie des états limites et servant à définir des sections d'acier totales dans les sections des différents éléments en béton, ces dernières étant primordiales à la reprise des efforts imposés.

Ces sections d'aciers devront toutefois être conformes à des normes définies par les différents règlements de construction. Ces normes prescrivent en outre les ferrailages minimaux et maximaux ainsi que quelques dispositions constructives qui seront exposées dans ce qui suit.

### IV. 8. Etude des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé destinés à reprendre les efforts, elles sont sollicitées en flexion simple.

Les sollicitations sont obtenues par les combinaisons ci-après :

$$\begin{array}{l} \{ 1, 35G + 1, 5Q \\ \text{ELU } \{ G + Q \pm E \\ \{ 0, 8G \pm E \end{array} \quad \text{ELS : } G + Q$$

Le ferrailage des poutres est mené conformément au CBA93 ainsi qu'aux prescriptions du RPA99v2003.

Les poutres sont calculées à la flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et un effort tranchant, dans notre cas on a deux types de poutres à étudier à savoir :

Poutres secondaires (30 × 35)

Poutres principales (30 × 40)

#### Recommandations du RPA99v2003 :

##### A. Coffrage

$$\{ b \geq 20 \text{ cm}$$

$$\{ h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad (\text{Art. 7.5.1})$$

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

##### B. Ferrailage

###### 1) 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% ( $b \times h$ ) en toute section (en zone II.a).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres Secondaires (30} \times \text{35)} \Rightarrow A_{\min} = 0,5\% (30 \times 35) = 5,25 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres Principales (30} \times \text{40)} \Rightarrow A_{\min} = 0,5\% (30 \times 40) = 6 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

- Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

$$A_{\max} = \left\{ \begin{array}{l} \text{4\% en zone courante} \\ \text{6\% en zone de recouvrement} \end{array} \right. \quad (\text{zone II .a})$$

6% en zone de recouvrement

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\max}^{Z.Courante} = 4\% (30 \times 35) = 42 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Poutres (30 × 35) {

$$\left| \left\{ \begin{array}{l} A_{\max}^{Z.Recouvrement} = 6\% (30 \times 35) = 63 \text{cm}^2 \end{array} \right. \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\max}^{Z.Courante} = 4\% (30 \times 40) = 48 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Poutres (30 × 40) {

$$\left| \left\{ \begin{array}{l} A_{\max}^{Z.Recouvrement} = 6\% (30 \times 40) = 72 \text{cm}^2 \end{array} \right. \right.$$

-La longueur minimale de recouvrement est de :  $40 \phi$  en zone II.

-Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux peuvent être constitués de deux U superposés, la direction de recouvrement de ces U doit être alternée.

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.

## 2) Armatures Transversales (Art. 7.5.2.2) :

-La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b$

Avec :  $S_t$  : Espacement maximum entre les armatures transversales donné par :

$$\left( \frac{h}{4} \right)$$

$$| S_t \leq \min | \quad \text{---}; 12\phi | \Rightarrow \text{En zone nodale.}$$

$$| \quad \quad \quad \backslash 4 \quad \quad \quad |$$

{

$$| \quad \quad \quad h$$

$$| \quad S_t \leq \text{---} \Rightarrow \text{En dehors de la zone nodale.}$$

$$\backslash \quad \quad \quad 2$$

Tel que :

$\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé ;  $h$  : Hauteur de la poutre.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

### Calcul du ferrailage

Le ferrailage des poutres est calculé à partir des sollicitations maximales, tirées du logiciel

ETABS2016, et sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.12. Sollicitations maximales dans les poutres.

Poutres		$M_{Travée}$ (KN.m)	Combinaison	$M_{Appui}$ (KN.m)	Combinaison	$V_{Max}$ (KN)	Combinaison
Poutre Principale	Étages	99,46	0,8G+Ex	-160,10	G+Q-Ex	136,16	G+Q-Ex
	Courants						
	Terrasse	58,89	1,35G+1,5Q	-84,96	G+Q-Ex	102,70	1,35G+1,5Q
Poutre Secondaire	Étages	100,29	G+Q+Ey	-110,30	G+Q-Ey	181,85	G+Q+Ey
	Courants						
	Terrasse	28,26	G+Q+Ey	-52,04	G+Q-Ey	49,74	G+Q+Ey

Le calcul du ferrailage des différentes poutres se fait à la flexion simple, selon l'organigramme (Annexe n° 2), les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.13. Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	Localisation	Moment (KN.m)	$A_{Calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_{Adop.}$ (cm <sup>2</sup> )
Étages courants	Poutre Principale	Travée	99,46	7,11	6	3HA14fil+2HA14Chap.	7,70
		Appui	-160,10	12,05		3HA16fil+3HA16Chap.	12,06
	Poutre Secondaire	Travée	100,29	8,52	5,25	3HA14fil+3HA14Chap.	9,24
		Appui	-110,30	9,48		3HA16fil+2HA16Chap.	10,52

Terrasse	Poutre Principale	Travée	58,89	4,76	6	3HA16fil	6,03
		Appui	-84,86	6,01		3HA12fil+3HA12Chap.	6,79
	Poutre Secondaire	Travée	28,26	2,22	5,25	3HA12fil	3,39
		Appui	-52,04	4,19		3HA12fil+2HA12Chap.	5,65

#### IV.8.1. Vérification des armatures selon le RPA99v2003

##### Les longueurs de recouvrement

$$L_r \geq 40\phi \text{ (Art. 7.5.2.1)}$$

Pour  $\phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $l_r = 65 \text{ cm}$

- Pour  $\phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $l_r = 60 \text{ cm}$

Pour  $\phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow l_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $l_r = 50 \text{ cm}$

### Les armatures transversales

#### Calcul de $\phi_t$ : BAEL91 (Art. H.III.3) :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\left( \frac{h}{b} \geq \frac{1}{4} \right) \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres Principales : } \phi_t \leq \min(11, 42; 30; 12 \text{ mm}) \\ \phi_t \leq \min \left( \frac{h}{20}; \frac{b}{4}; \phi_{L} \right) \Rightarrow \left\{ \right.$$

$$\left. \left( \frac{h}{b} < \frac{1}{4} \right) \right\} \left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres Secondaires : } \phi_t \leq \min(10; 30; 12 \text{ mm}) \end{array} \right.$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadre + 1 étrier)}$$

#### Calcul des espacements $S_t$

D'après le RPA99v2003 (Art. 7.5.2.2) :

$$\left( \frac{h}{b} \geq \frac{1}{4} \right) \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales : } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_{\min} \right) \Rightarrow \left\{ \right.$$

$$\left. \left( \frac{h}{b} < \frac{1}{4} \right) \right\} \left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres secondaires : } S_t = 8 \text{ cm} \\ \text{Poutres principales : } S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \left\{ \right.$$

$$\left. \left( \frac{h}{b} < \frac{1}{4} \right) \right\} \left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres secondaires : } S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

#### Vérification des sections d'armatures transversales minimales

$$\text{On a : } A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2$$

## IV.8.2. Vérifications à l'ELU

**Condition de non fragilité :**

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f}{e} \leq A^{cal} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales : } A^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires : } A^{\min} = 1,17 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$A^{\min} < A^{cal}$  Donc la condition de non fragilité est satisfaite.

### Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale, est celle relative à la fissuration peu nuisible, tel que :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.14.** Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	$V^{max}$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\tau_{bu}$ (MPa)	Observation
Principale	136,16	1,21	4,34	Vérifiée
Secondaire	181,85	1,86	4,34	Vérifiée

**Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

Appui intermédiaire :  $A_l \geq V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \gamma_s$

Appuis de rive :  $A_l \geq V_u \gamma_s$

Les résultats de la vérification des cas les plus défavorables, sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.15.** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$V^{max}$ (KN)	$M_a$ (KN)	$A_L$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	136,16	84,96	12,82	3,40	-2,88	Vérifiée
Secondaire	181,85	52,04	9,04	4,54	0,1	Vérifiée

### IV.8.3. Vérifications à l'ELS

Les vérifications à faire lors d'une fissuration peu nuisible concernent :

L'état limite de compression du béton, ainsi que l'état limite de déformation (évaluation de la flèche).

#### Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$b \times y^2$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{M}{2} + 15(A + A') \times y - 15(d \times A + d' \times A') = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.16.** Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contraintes		Observation
						σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sup>bc</sup> (MPa)	
Poutre Principale	Travée	43,01	6,03	12,32	76048	6,96	15	Vérifiée
	Appui	-60,35	6,79	12,91	83102	9,38	15	Vérifiée
Poutre Secondaire	Travée	17,13	3,39	8,93	35371	4,32	15	Vérifiée
	Appui	-31,76	5,65	11,01	52486	6,66	15	Vérifiée

**Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} \left( \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) \right. \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$\left\{ \frac{A}{L} \leq 4,2 \right.$$

$$\left. \left\{ \frac{b \times d}{e} \leq f \right. \right. \quad (2)$$

$$\left. \left. \left\{ L \leq 8 m \right. \right. \quad (3)$$

**Exemple de calcul :**

**Poutre principale :**

1)  $\frac{h}{L} = \frac{40}{480} = 0,083$  et  $M_t = 43,01 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$G = 18,49 \text{ KN/m}$  ;  $Q = 5,32 \text{ KN/m}$  ;  $G_0 = 3 \text{ KN/m}$

$G_T = 18,49 + 3 = 21,49 \text{ KN/m}$

$q_{ser} = G + Q = 21,49 + 5,32 = 26,81 \text{ KN/m}$

$M_0 = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} = \frac{26,81 \times 4,80^2}{8} = 77,21 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$\frac{h}{L} = \frac{40}{480} = 0,083 > \frac{1}{16} \left( \frac{43,01}{10 \times 77,21} \right)$

Ce qui donne :  $\frac{h}{L} = 0,083 > \frac{1}{16} \left( \frac{43,01}{10 \times 77,21} \right) = 0,062$

$\frac{A}{L} = \frac{6,03 \times 10^{-4}}{4,80} = 0,000125 < 4,2$

2)  $\frac{A}{L} = \frac{6,03 \times 10^{-4}}{4,80} = 0,000125 < 4,2 = 0,01$

$b \cdot d = 0,3 \times 0,375 = 0,1125 < \frac{f}{e}$

$L = 4,80 \text{ m} < 8 \text{ m}$

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications des trois conditions pour les deux types de poutres :

**Tableau IV.17.** Vérification des conditions de la flèche des poutres

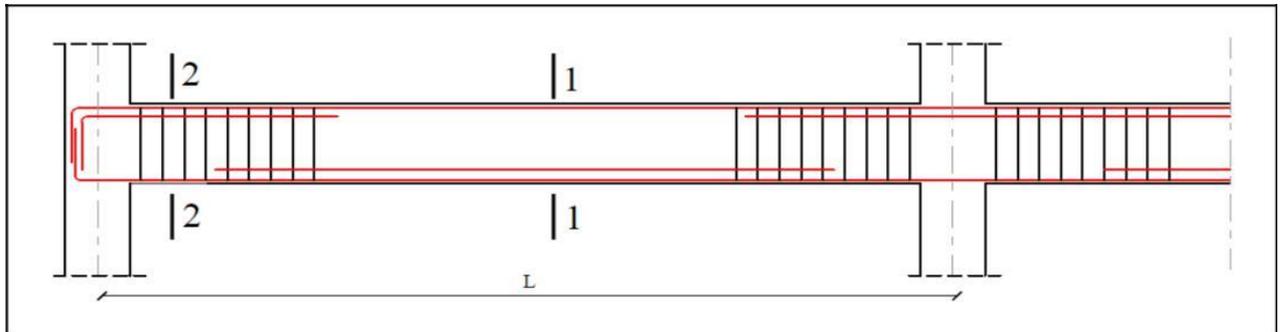
Poutres	h (cm)	b (cm)	L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{4,2} \leq \frac{b \times d}{f_e}$	Obs.
<b>Poutre principale</b>	40	30	4,80	6,03	0,1 > 0,06	0,1 > 0,05	0,005 < 0,01	<b>Vérifiée</b>
<b>Poutre secondaire</b>	35	30	4,05	3,39	0,086 > 0,06	0,086 > 0,084	0,003 < 0,01	<b>Vérifiée</b>

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**VI.8.4. Schémas de ferrailage des poutres**

Les schémas de ferrailage des poutres sont représentés, dans les figures ci-dessous.

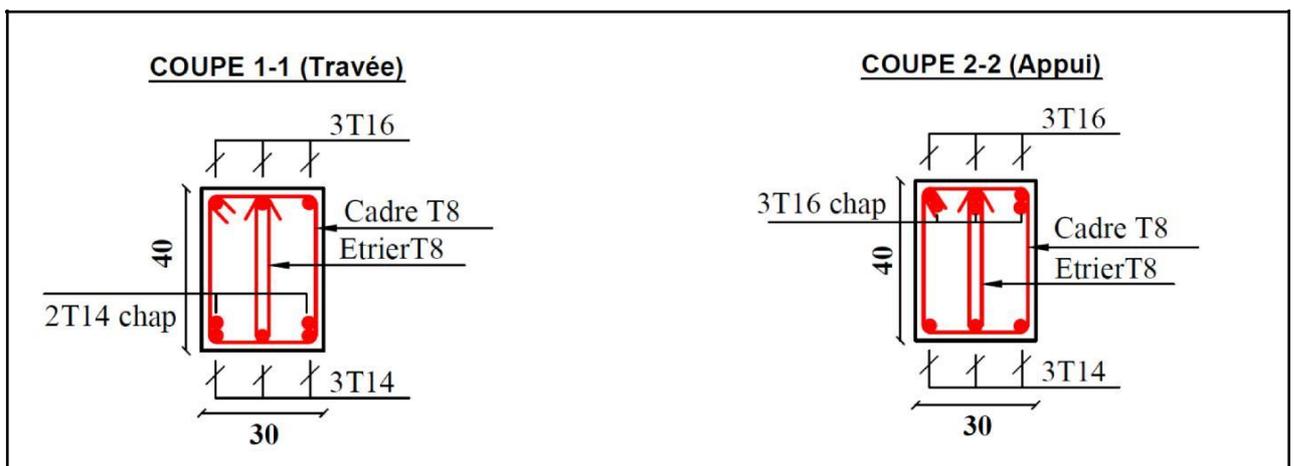
Exemple de dispositions constructives d'une poutre :



*Figure IV.7.* Schéma d'exemple de dispositions constructives de la poutre principale

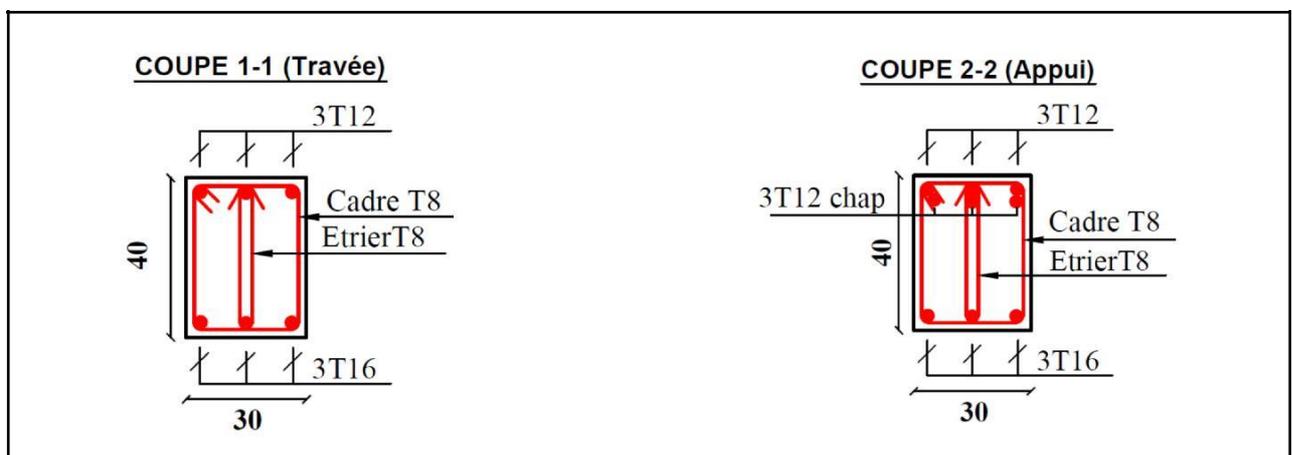
**Poutres principales :**

**Etage courant :**



*Figure IV.8.* Schémas de ferrailage de la poutre principale de l'étage courant

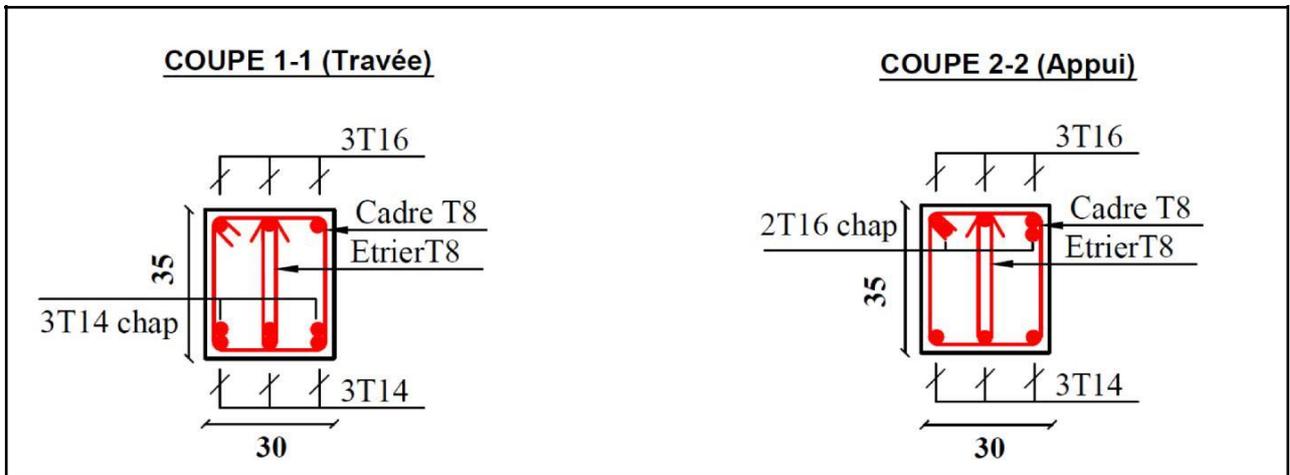
**Terrasse inaccessible :**



*Figure IV.9.* Schémas de ferrailage de la poutre principale de la terrasse inaccessible

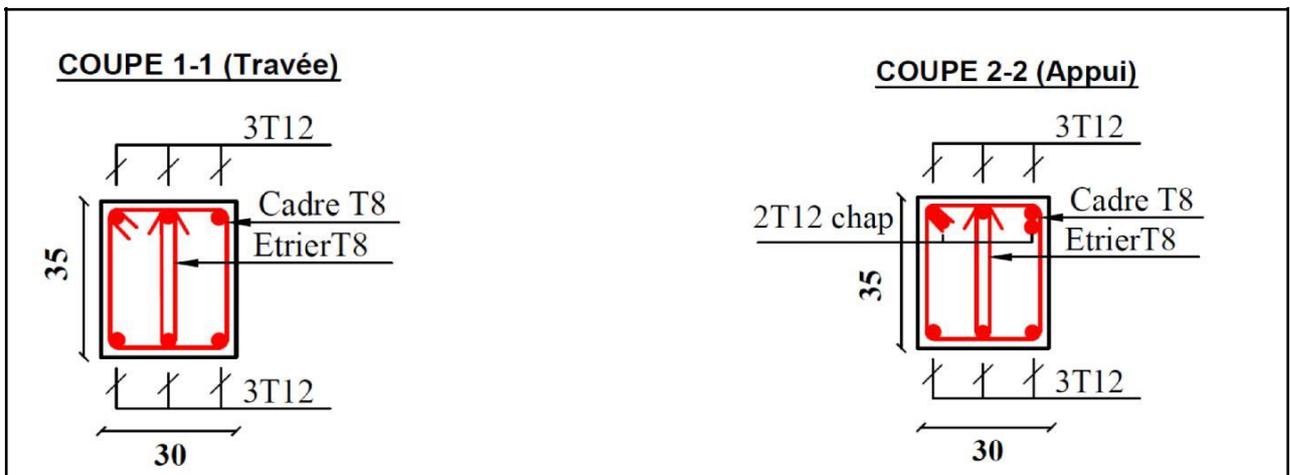
**Poutres secondaires :**

**Etage courant :**



*Figure IV.10.* Schémas de ferrailage de la poutre secondaire de l'étage courant

**Terrasse inaccessible :**



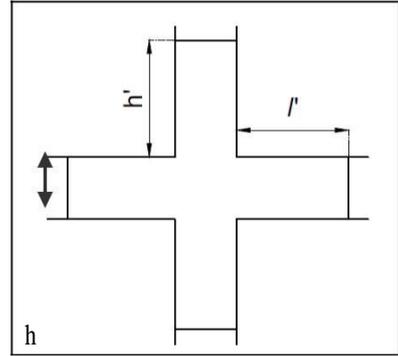
*Figure IV.11.* Schémas de ferrailage de la poutre secondaire de la terrasse inaccessible



La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (IV.11) ci-dessous :

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2h$$



$h_e$  : est la hauteur de l'étage

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau

*Figure IV.12. Zone nodale*

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99v2003 sont apportées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.18.** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
E.S+ RDC+1 <sup>er</sup> étage	60×60	28,80	144	216
2 + 3 <sup>ème</sup> étage	55×60	26,40	132	198
4 + 5 <sup>ème</sup> étage	50×55	22	110	165
6 <sup>ème</sup> étage	45×50	18	90	135
7 <sup>ème</sup> étage	40×45	14,40	72	108
8 <sup>ème</sup> étage	35×40	11,20	56	84
9 <sup>ème</sup> étage	30×35	8,40	42	63
10 <sup>ème</sup> étage	30×30	7,20	36	54

## B. Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_{t=}}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \times f_e} \quad (\text{Art. 7.4.2.2})$$

Avec :

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : 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 déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$  (en zone II.a)
- Dans la zone courante  $t' \leq 15\phi_l$  (en zone II.a)

Où :

$\phi_l$  : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

**La quantité d'armatures transversales minimales :**

$$A_t$$

$\frac{A_t}{t \times b}$  en % est donnée comme suit :

$$A_{t, \min} = 0,3\% (t \times b) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_{t, \min} = 0,8\% (t \times b) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : L'elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \sqrt{\frac{l_f^2}{a^2} + \frac{l_f^2}{b^2}}$$

Avec a et b : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  la longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi$  minimum.

## IV.9.2.Sollicitations

Le tableau ci-dessous, résume les sollicitations maximales dans les poteaux pour chaque niveau :

**Tableau IV.19.** Sollicitations maximales dans les poteaux

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		$V_{\max}$ (KN)
Entresol	3089,89	5,73	1361,84	108,46	-631,10	87,08	39,19
RDC+1 <sup>er</sup>	2795,53	20,85	1195,90	124,43	-214,73	50,99	67,85
2 <sup>ème</sup> +3 <sup>ème</sup>	2225,25	20,13	1332,23	117,17	-4,75	85,06	81,80
4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup>	1674,59	18,11	951,28	107,76	18,70	46,11	76,47
6 <sup>ème</sup>	1146,80	20,54	646,77	100,37	20,15	34,99	75,26
7 <sup>ème</sup>	890,21	20,58	488,77	87,35	-2,78	11,53	65,04
8 <sup>ème</sup>	638,08	19,10	338,27	70,38	-22,74	8,61	53,17
9 <sup>ème</sup>	387,96	19,19	190,72	49,99	-31,09	6,65	36,16
10 <sup>ème</sup>	242,92	17,28	58,68	49,22	-24,49	4,68	35,01

**IV.9.3. Ferrailage**

**Armatures longitudinales**

**Exemple de calcul**

Nous exposerons un exemple de calcul pour le poteau le plus sollicité de l'entresol :

Données :

Soit :  $b=60 \text{ cm}$  ;  $h= 60 \text{ cm}$  ;  $d=57,5 \text{ cm}$  ;  $f_e= 400 \text{ MPa}$ .

Situation durable :  $\gamma_s =1,15$  ;  $\gamma_b =1,5$

Situation accidentelle :  $\gamma_s =1$  ;  $\gamma_b =1,15$

**a) Calcul sous  $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ .**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} = 3089,89 \text{ KN} \\ M_{corr} = 5,73 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Combinaison de calcul : } 1,35G + 1,5Q$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0,18 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section. N est un effort de compression, et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, on doit donc vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - d') - M_{UA} \geq (0,337 h - 0,81 d') b \times h \times f_{bu} \dots\dots (I)$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - d' \right) = 855,44 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u (d - d') - M_{UA} = 5,73 \times 10^{-3} (0,575 - 0,25) - 855,44 \times 10^{-3} = 0,843 \text{ MN.m} \\ (0,337 h - 0,81 d') b \times h \times f_{bu} = (0,337 \times 0,60 - 0,81 \times 0,025) \times 0,60 \times 0,60 \times 18,47 = 0,930 \text{ MN.m} \end{array} \right.$$

Donc :  $0,843 < 0,930$  La section est partiellement comprimée, le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

Alors :

$$\frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{855,44 \times 10^{-3}}{0,467 \times 348}$$

$$\mu_{bu} = 0,304 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot } B \Rightarrow \alpha = 0,468 \text{ et } z = 0,467 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{855,44 \times 10^{-3}}{0,467 \times 348} = 52,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la flexion composée : } A = A - \frac{N_u}{f_{st}} = -36,20 \text{ cm}^2 \text{ Donc } A = 0 \text{ cm}^2.$$

b) Calcul sous  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = 108,46 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \\ \end{array} \right. \Rightarrow \text{Combinaison de calcul : } G + Q - E_x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right. = 1361,84 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$|N_{\text{Corr.}}|$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 7,96 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section.

N est un effort de compression, et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, on doit donc vérifier la condition (I) citée précédemment :

$$\text{Avec : } M_{UA} = 0,4829 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

On trouve :  $0,266 < 1,209 \rightarrow$  La section est partiellement comprimée, le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = 0,131 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,131 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \alpha = 0,177 \text{ et } z = 0,534 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{482,96 \times 10^{-3}}{0,534 \times 400} = 22,61 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la flexion composée : } A = A - \frac{N_u}{f_{st}} = -11,43 \text{ cm}^2 \text{ Donc } A = 0 \text{ cm}^2$$

c) Calcul sous  $N_{min} \rightarrow M_{corr}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{min} = -631,10 \text{ KN} \cdot m \\ \end{array} \right.$$

$A_2$

$\Rightarrow$  Combinaison de calcul :  $0,8G + E_X$  h

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{corr} = 87,08 \text{ KN} \cdot m \\ \end{array} \right.$$

$\left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\}$   $A_1$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 37,86 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$N_u = \dots$$

Figure IV.13. Section d'un poteau.

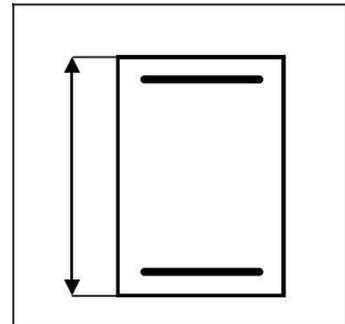
Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

N est un effort de traction, et le centre de pression est à l'extérieur de la section du béton, donc la section est entièrement tendue.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{s10} = \frac{N_u e}{f_{s10} (d - d')} \\ \end{array} \right.$$

avec :  $f_{s10} = \frac{f_c}{\gamma_s}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{s10} = \dots \\ \end{array} \right.$$



$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = | -d' | + e_G = 0,4129 \text{ m} \\ \end{array} \right.$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} \dots \\ \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_2 = (d - d') - e = 0,1370 \text{ m} \\ \end{array} \right.$$

Ce qui donne :  $A_1 = 3,93 \text{ cm}^2$  et  $A_2 = 11,84 \text{ cm}^2$

$$\text{Avec : } A_{\min} = \frac{B \times f_t}{f_e} = \frac{60 \times 60 \times 2,1}{400} = 18,90 \text{ cm}^2 \text{ pour toute la section.}$$

On a :  $A_1$  et  $A_2 < A_{\min}$  Donc on ferraille avec  $A_{\min}$ .

Le poteau sera donc ferrillé avec le max ( $A^a$  ;  $A^b$  ;  $A^c$ )  $\rightarrow A = 18,90 \text{ cm}^2$  / Toute la section.

Le tableau ci-dessous résume les résultats du ferrailage longitudinal des poteaux :

Tableau IV.20. Sollicitations et ferrillages des poteaux

Étage	Section (cm <sup>2</sup> )	Dimensions (cm)	Orientation	Sollicitation		N(KN)	M(KN.m)	N <sub>min</sub>	M <sub>cor</sub>	-22,74
				N <sub>max</sub>	M <sub>cor</sub>					
7 <sup>ème</sup> étage	40×45	40×45	↗	N <sub>max</sub>	M <sub>cor</sub>	3089,89	5,73			
				N <sub>min</sub>	M <sub>cor</sub>	-631,10	87,08			
				M <sub>max</sub>	N <sub>cor</sub>	1361,84	108,46			
8 <sup>ème</sup> étage	60×60	35×40	↗	N <sub>max</sub>	M <sub>cor</sub>	2795,53	20,85			
				N <sub>min</sub>	M <sub>cor</sub>	-214,73	50,99			
				M <sub>max</sub>	N <sub>cor</sub>	1195,90	124,43			
IRDC+ er étage	60×60	↗	↗	N <sub>max</sub>	M <sub>cor</sub>	2225,25	20,13			
				N <sub>min</sub>	M <sub>cor</sub>	-4,75	85,06			
				M <sub>max</sub>	N <sub>cor</sub>	1332,23	117,17			
2+3 <sup>ème</sup>	55×60	↗	↗	N <sub>max</sub>	M <sub>cor</sub>	1674,59	18,11			
				N <sub>min</sub>	M <sub>cor</sub>	18,70	46,11			
				M <sub>max</sub>	N <sub>cor</sub>	951,28	107,76			
4+5 <sup>ème</sup> étage	50×55	↗	↗	N <sub>max</sub>	M <sub>cor</sub>	1146,80	20,54			
				N <sub>min</sub>	M <sub>cor</sub>	20,15	34,90			
				M <sub>max</sub>	N <sub>cor</sub>	646,77	100,37			
6 <sup>ème</sup> étage	45×50	↗	↗	N <sub>max</sub>	M <sub>cor</sub>	890,21	20,58			
				N <sub>min</sub>	M <sub>cor</sub>	-2,78	11,53			
				M <sub>max</sub>	N <sub>cor</sub>	488,77	87,35			
				N <sub>max</sub>	M <sub>cor</sub>	638,08	19,10			

V(KN)	ELU	SPC	ELU	SPC	(cm <sup>2</sup> )
					28,8
39,19	ELA	SET			
	ELA	SPC			28,8
	ELU	SPC			
67,85	ELA	SET			26,4
	ELA	SPC			
	ELU	SPC			0
81,80	ELA	SPC	ELU	SPC	0
	ELA	SPC	ELA	SPC	1,59
			ELA	SPC	
	ELU	SPC	ELU	SPC	
	ELU	SPC	ELA	SPC	
	ELA	SPC	ELA	SPC	
76,47	ELA	SPC	ELU	SPC	
			ELA	SPC	0,87
	ELA	SPC			0,90

ELA	SPC
-----	-----

**4HA12+**  
**12HA14**  
 =  
**22,99**

**16HA12**  
 =  
**18,10**

**16HA12**  
 14,4 =  
**18,10**

**12HA12**  
 11,2 =  
**13,57**

9 cm ge 10 cm	$\rightarrow$ $N_{max}$	$\rightarrow$ $M_{cor}$	387,96	19,19		<b>ELU</b>	<b>SPC</b>	0		12HA12 = 13,57
	$\rightarrow$ $N_{min}$	$\rightarrow$ $M_{cor}$	-31,09	6,65	36,16	<b>ELA</b>	<b>SPC</b>	0,93	8,40	
	$\rightarrow$ $M_{max}$	$\rightarrow$ $N_{cor}$	190,72	49,99		<b>ELA</b>	<b>SPC</b>	1,74		
	$N_{max}$	$M_{cor}$	242,92	17,28		<b>ELU</b>	<b>SPC</b>	0		12HA12 = 13,57
	$N_{min}$	$M_{cor}$	-24,49	4,68	35,01	<b>ELA</b>	<b>SPC</b>	0,75	7,20	
	$M_{max}$	$N_{cor}$	58,68	49,22		<b>ELA</b>	<b>SPC</b>	4,07		

**B. Armatures transversales**

On prend pour exemple le poteau de l'entresol (60×60) :

$$l_f = 2,142 \text{ m} \rightarrow \lambda_g = \frac{2,142}{0,60} = 3,57 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

D'après les recommandations du RPA l'espace est pris égal à :

Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_l^{\min}; 15\text{cm}) = \min(20; 15) \rightarrow t = 10\text{cm}$

Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_l^{\min} = 15 \times 2 = 30 \text{ cm} \rightarrow t' = 10\text{cm}$

$$\rho \times V = 3,75 \times 39,19 \times 10^{-3}$$

Soit :  $A = \frac{a}{t} \times f_e \times 0,10 = 0,612 \text{ cm}^2$

$$\frac{h}{1 \times f_e} = 0,60 \times 400$$

## La quantité d'armatures transversales minimale

$$3 \leq \lambda = 3,57 \leq 5$$

$$| \quad g$$

{

⇒ Après interpolation linéaire on a :  $A_t$

min

$$= 3,94 \text{ cm}^2$$

$$0,8\%(t \times b) \leq A^{\min} \leq 0,3\%(t \times b)$$

|

$$| \quad t$$

On adopte : 6HA10 = 4,71 cm<sup>2</sup>.

## Longueur de

**recouvrement**  $L_r \geq 40\phi_t^{\max} \Rightarrow L_r = 65 \text{ cm}$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135°, ayant une longueur droite de  $10\phi_t^{\min}$ . Soit :  $10\phi_t^{\min} = 10 \text{ cm}$ , donc on prend la longueur des crochets égale à 10 cm.

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

**Tableau IV.21.** Ferrailage transversal des poteaux

Niveau	E.sol	RDC+1 <sup>er</sup> étage	2+3 <sup>eme</sup> étage	4+5 <sup>eme</sup> Etage	6 <sup>eme</sup> Etage	7 <sup>eme</sup> étage	8 <sup>eme</sup> étage	9 <sup>eme</sup> étage	10 <sup>eme</sup> Etage
Section (cm <sup>2</sup> )	60×60	60×60	55×60	50×55	45×50	40×45	35×40	30×35	30×30
Ø <sub>lmax</sub> (cm)	1,6	1,6	1,6	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Ø <sub>lmin</sub> (cm)	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
L <sub>0</sub> (cm)	306	288	288	288	288	288	288	288	288
L <sub>f</sub> (cm)	214,2	201,6	201,6	201,6	201,6	201,6	201,6	201,6	201,6
λ <sub>g</sub>	3,57	3,36	3,36	3,66	4,032	5,04	5,04	5,76	6,72
ρ <sub>a</sub>	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5	2,5	2,5	2,5
V <sub>u</sub> (KN)	39,19	67,85	81,80	76,46	75,26	65,04	53,17	36,16	35,01
L <sub>r</sub> (cm)	65	65	65	60	60	60	60	60	60

<b>L<sub>c</sub>(cm)</b>	10	10	10	10	8	8	8	8	8
<b>t<sub>z.nod</sub>(cm)</b>	10	10	10	10	10	10	10	10	10
<b>t<sub>z.cour</sub>(cm)</b>	10	10	10	10	10	10	10	10	10
<b>A<sup>t</sup><sub>cal</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	0,61	1,06	1,27	1,30	1,41	1,01	0,83	0,64	0,72
<b>A<sup>t</sup><sub>min</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	3,94	4,26	3,90	3,17	2,43	1,05	1,05	0,9	0,9
<b>A<sup>t</sup><sub>adopte</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	6HA10 =4,71	6HA10 =4,71	6HA10 =4,71	6HA10 =4,71	6HA8 =3,02	6HA8 =3,02	4HA8 =2,01	4HA8 =2,01	4HA8 =2,01

**Remarque :** Les longueurs de recouvrement du 6<sup>ème</sup> au 10<sup>ème</sup> étage ont été augmentées à 60 cm, car des dispositions ont été prises pour recouvrir la hauteur de la zone nodale.

D'après le Code du Béton Armé **CBA93 (Art. A7.1.3)**, le diamètre des armatures

$$\text{transversales doit être comme suit : } \phi = \frac{\phi_{\max}}{3}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{er } 16 \\ \text{---} = 5,33 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} | \\ 3 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} | \\ 14 \\ \text{---} = 4,66 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} | \\ 3 \end{array} \right.$$

**IV.9.4. Vérifications nécessaires**

**A. Vérification au flambement**

Selon le **BAEL91 (Art. 4.4.1)** : Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités

**Critère de la stabilité de forme :**

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_s}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

$B_r$  : Section réduite du béton

$b = 1,5$  : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

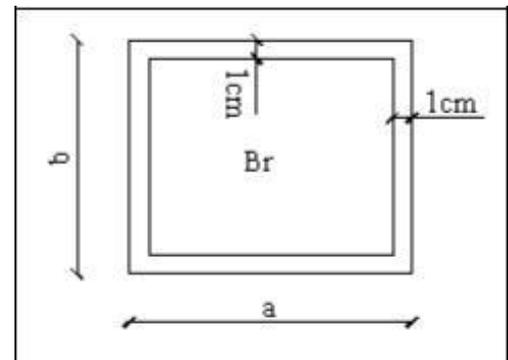
$s = 1,15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement  $\lambda$  .  $A_s$  :

Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} 0,85 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,85}{1 + 0,2 \lambda} & \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Avec  $\lambda = \frac{h}{i}$



**Figure IV.14.**Section réduite

$$\lambda = 0,6 \times \sqrt{\frac{E}{f_{t,d}}} \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

L'élancement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3,46 \frac{l_f}{b} \rightarrow \text{Pour une section rectangulaire}$$

Avec :

$l_f$  : Longueur de flambement.

$B_r = (a - 2)(b - 2)$  Pour un poteau rectangulaire.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement, sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.22. Vérification au flambement des poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$	$l_f$	$\lambda$	$\alpha$	$A_s(\text{cm}^2)$	$B_r$	$N_u$	$N_{\max}$	$1,1 N_{\max}$	Obs.
E.S	60×60	306	214,2	12,36	0,829	30,29	3364	6039,90	3089,89	3398,87	
RDC+1 <sup>er</sup> étage	60×60	288	201,6	11,63	0,832	30,29	3364	6056,75	2795,53	3075,08	
2+3 <sup>eme</sup> étage	55×60	288	201,6	12,69	0,828	28,65	3074	5539,92	2225,25	2447,77	
4+5 <sup>eme</sup> étage	50×55	288	201,6	13,96	0,824	22,99	2544	4539,56	1674,59	1842,04	
6 <sup>eme</sup> étage	45×50	288	201,6	15,51	0,818	18,10	2064	3640,86	1146,80	1261,48	
7 <sup>eme</sup> étage	40×45	288	201,6	17,45	0,810	18,10	1634	2959,87	890,21	979,23	
8 <sup>eme</sup> étage	35×40	288	201,6	19,95	0,798	13,57	1254	2230,13	638,08	701,88	
9 <sup>eme</sup> étage	30×35	288	201,6	23,27	0,781	13,57	924	1704,81	387,96	426,75	
10 <sup>eme</sup> étage	30×30	288	201,6	23,27	0,781	13,57	784	1502,36	242,92	267,212	

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas risque de flambement.

## B. Vérification des contraintes de compression

Etant donné que la fissuration est peu nuisible pour les poteaux, on vérifie les poteaux les plus sollicités à la contrainte de compression du béton seulement pour chaque niveau, et pour cela nous allons procéder comme suit :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

Tel que :

$$|\sigma_{bc}| = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times v \leq \sigma_{bc}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times v \leq \sigma_{bc} \\ \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times v' \leq \sigma_{bc} \end{array} \right.$$

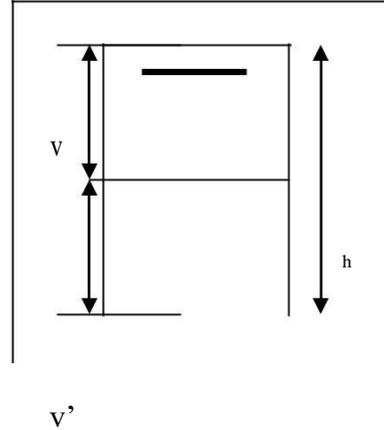


Figure IV.15. Section d'un poteau

Avec :

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

=  $b \times h + 15 \times (A + A')$  : Section homogénéisée

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' d' + Ad)}{b \times h + 15(A' + A)} \quad \text{et} \quad v' = h - v$$

$$M_{serG} = \frac{M_{ser} - N_{ser} \times v}{2}$$

Les résultats des vérifications pour les Sections entièrement comprimées, sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.23. Vérification des contraintes dans les poteaux

Niveau	(cm <sup>2</sup> )	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	V (cm)	V' (cm)	I <sub>yy'</sub> ( )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	M <sub>serG</sub> (KN.m)	Type	σ <sub>bc1</sub> (Mpa)	σ <sub>bc2</sub> (Mpa)
S.E	0	57,5	9,11	0,3	0,3	0,0151	2243,46	4,16	4,16	SEC	5,45	5,45
e	0	57,5	9,11	0,3	0,3	0,0151	2029,76	15,03	15,03	SEC	5,15	4,56
étage	55×60	57,5	8,29	0,3	0,3	0,0117	1615,78	14,53	14,53	SEC	4,92	4,18
étage	50×55	52,5	6,88	0,275	0,275	0,0082	1215,99	13,06	13,06	SEC	4,54	3,67
étage	45×50	47,5	5,65	0,25	0,25	0,0055	832,95	14,81	14,81	SEC	4,11	2,77
étage	40×45	42,5	5,65	0,225	0,225	0,0037	646,78	14,84	14,84	SEC	4,18	2,38
étage	35×40	37,5	4,52	0,2	0,2	0,0022	463,92	13,76	13,76	SEC	4,22	1,81
étage	30×35	32,5	4,52	0,175	0,175	0,0013	282,59	13,83	13,83	SEC	4,14	0,625

**Cas particulier :** Pour l'étage 10, la section à ce niveau est une section partiellement comprimée, donc la vérification se fait comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = 177,74 \text{ KN} \\ \dots \\ \dots \end{array} \right.$$

$$M_{ser} = 12,53 \text{ KN.m}$$

b = 30 cm ; h = 30 cm ; d = 27,5 cm

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,0704 \text{ m} > \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Le centre de pression C est à l'extérieur du noyau central.}$$

$N^{ser}$  est un effort de compression, et C est à l'extérieur du noyau central : donc la section est partiellement comprimée.

Calcul du centre de pression :

$$e_G = \frac{h}{2} = -0,0795 \text{ m}$$

D'après la convention de signes du BAEL : N est un effort de compression, et C à l'intérieur de la section, donc :  $C > 0$  et  $Y_c > 0$ . Donc on prend :  $C = 0,0795 \text{ m}$ .

On a :  $y^3 + p y + q = 0$  Donc ça revient à calculer :

$$\left\{ \begin{array}{l} p = -3C^2 - 90 \\ q = -2C^3 - 90 \end{array} \right.$$

tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \dots \\ \dots \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned}
 & \frac{b}{(C-d') + 90 - (d-C)} = \frac{A}{b} \quad \text{A.N.: } \{ \} \\
 & \frac{b}{(C-d') + 90 - (d-C)} = q^2 + \frac{4p_3}{p} = 0,00015885 \text{ m}^2 \\
 & \Delta = 4,343 \times 10^{-5} \\
 & \Rightarrow \Delta > 0 : \text{Donc il existe une seule racine réelle.} \\
 & \bar{\Delta} = 6,5903 \times 10^{-3}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \left\{ \begin{array}{l} \text{---} \\ \text{---} \end{array} \right. \quad \text{A.N.: } \{ \} \\
 & \sqrt{\quad} \quad \left\{ \begin{array}{l} z = t^{-1/3} \\ \text{---} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{---} \\ z = 0,18748 \end{array} \right. \\
 & \text{On a : } y = z - \frac{p}{3z} \Rightarrow y = 0,18720 \text{ m}
 \end{aligned}$$

La distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée (y) :

$$y = y_c + C \Rightarrow y = 0,2667 \text{ m}$$

Vérification de la contrainte du béton :

$$\text{On a : } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y \quad \text{avec : } \mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15 \left[ A' y - d' - A(d - y) \right]$$

A.N :  $\mu_t = 0,01225 \text{ m}^3$

Donc :  $\sigma_{bc} = 3,86 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

**C. Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le RPA99v2003 (Art. 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \bar{\tau}_{bu} = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tel que :  $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$  et  $\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$  avec :  $\rho_d = \begin{cases} 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \\ 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \end{cases}$

Les résultats de la vérification sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.24.** Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Niveaux	Section 2 (cm)	l <sub>f</sub> (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	$\tau$ (MPa)	$\tau$ (MPa)
Entre-sol	60×60	214,2	3,75	0,04	57,5	39,19	0,11	1
RDC+1 <sup>er</sup> étage	60×60	201,6	3,36	0,04	57,5	67,85	0,19	1
2 <sup>ème</sup> +3 <sup>ème</sup> étage	55×60	201,6	3,36	0,04	57,5	81,80	0,25	1
4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup> étage	50×55	201,6	3,66	0,04	52,5	76,47	0,29	1
6 <sup>ème</sup> étage	45×50	201,6	4,03	0,04	47,5	75,26	0,35	— 1
7 <sup>ème</sup> étage	40×45	201,6	5,04	0,075	42,5	65,04	0,38	1,875
8 <sup>ème</sup> étage	35×40	201,6	5,04	0,075	37,5	53,17	0,40	1,875
9 <sup>ème</sup> étage	30×35	201,6	5,76	0,075	32,5	36,16	0,37	1,875
10 <sup>ème</sup> étage	30×30	201,6	6,72	0,075	27,5	35,01	0,42	1,875

**D. Vérification des zones nodales**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99v2003 (Art.7.6.2) exige de vérifier que :

$$|M_n + M_s| \geq 1.25 \times |M_w + M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

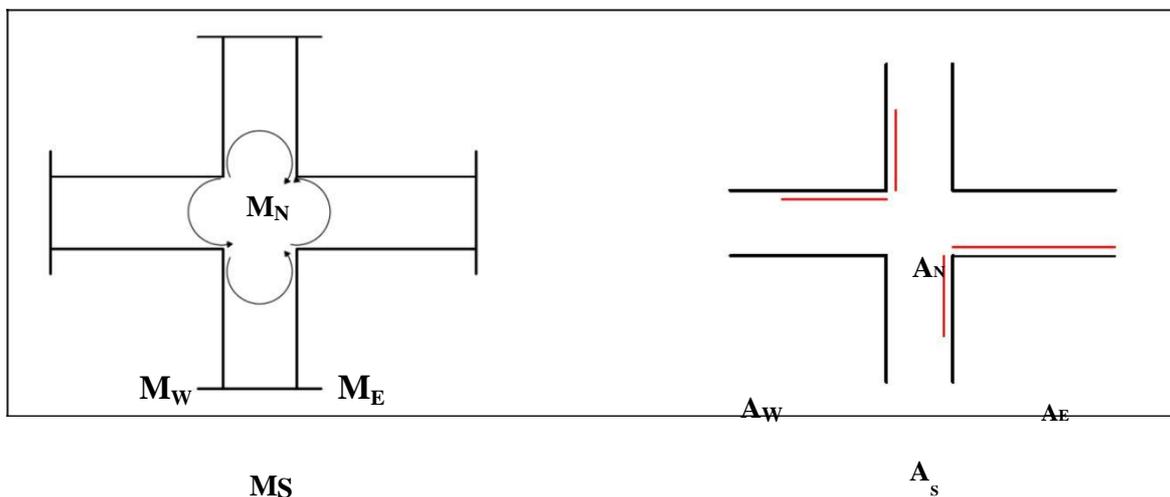


Figure IV.16. Zone nodale

**Détermination du moment résistant**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

Des dimensions de la section du béton

De la quantité d'armatures dans la section du béton

De la contrainte limite élastique des aciers

$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$  ; Avec  $Z = 0,9 \times h$  (h : La hauteur totale de la section du béton)

Avec :  $\sigma_{st} = \gamma^s f^s$

## Les poutres

Le tableau ci-dessous illustre les moments résistants dans les poutres :

**Tableau IV.25.** Moments résistants dans les poutres

Niveau	Local	h(m)	Z(m)	(cm <sup>2</sup> ) Appui	(cm <sup>2</sup> ) Travée	(Mpa)	( )	( )
Étage courant	P.P	0,4	0,36	12,06	4,62	348	151,08	57,87
	P.S	0,35	0,315	10,52	4,62	348	115,32	50,6
Terrasse	P.P	0,4	0,36	6,79	6,03	348	85,06	75,54
	P.S	0,35	0,315	5,65	6,03	348	61,93	66,10

### Les poteaux

Le tableau ci-dessous illustre les moments résistants dans les poteaux :

**Tableau IV.26.** Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Niveau	h (m)	z (m)		( )	( )	( )
E.S	0,6	0,54	9,11	400	196,77	
RDC+1 <sup>er</sup> étage	0,6	0,54	9,11	400	196,77	
2+3 <sup>eme</sup> étage	0,6	0,54	8,29	400	179,06	
4+5 <sup>eme</sup> étage	0,55	0,495	6,88	400	136,22	
6 <sup>eme</sup> étage	0,50	0,45	5,65	400	101,70	
7 <sup>eme</sup> étage	0,45	0,405	5,65	400	91,53	
8 <sup>eme</sup> étage	0,40	0,36	4,52	400	65,08	
9 <sup>eme</sup> étage	0,35	0,315	4,52	400	56,95	
10 <sup>eme</sup> étage	0,30	0,27	4,52	400	48,81	

Les résultats de la vérification des zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivants :

**Remarque :** La section d'armatures prise en compte dans la vérification de la zone nodale pour les poteaux, comprend les aciers de la face tendue du poteau ainsi que celle du recouvrement.

**Tableau IV.27.** Vérification des zones nodales dans le sens principal

Niveau	Poutres Principales					1,25( <sub>+</sub> ) (KN.m)	Observation
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)		
E.S	393,55	196,77	590,32	151,08	57,87	261,18	Vérifiée
RDC	393,55	196,77	590,32	151,08	57,87	261,18	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	375,84	196,77	572,61	151,08	57,87	261,18	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> étage	358,34	179,06	537,40	151,08	57,87	261,18	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> étage	300,36	179,06	479,42	151,08	57,87	261,18	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> étage	272,44	136,22	408,66	151,08	57,87	261,18	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> étage	225,54	136,22	361,76	151,08	57,87	261,18	Vérifiée
6 <sup>eme</sup> étage	183,06	101,70	284,76	151,08	57,87	261,18	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étage	146,59	91,53	238,12	151,08	57,87	261,18	Non Vérifiée
8 <sup>eme</sup> étage	114,03	65,08	179,11	151,08	57,87	261,18	Non Vérifiée

Tableau IV.28. Vérification des zones nodales dans le sens secondaire

Niveau	Poutres Secondaires						Obs
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	1,25(,) (KN.m)	
E.S	393,55	196,77	590,32	115,32	50,6	207,4	Vérifiée
RDC	393,55	196,77	590,32	115,32	50,6	207,4	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	375,84	196,77	572,61	115,32	50,6	207,4	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> étage	358,34	179,06	537,40	115,32	50,6	207,4	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> étage	300,36	179,06	479,42	115,32	50,6	207,4	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> étage	272,44	136,22	408,66	115,32	50,6	207,4	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> étage	225,54	136,22	361,76	115,32	50,6	207,4	Vérifiée
6 <sup>eme</sup> étage	183,06	101,70	284,76	115,32	50,6	207,4	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étage	146,59	91,53	238,12	115,32	50,6	207,4	Vérifiée
8 <sup>eme</sup> étage	114,03	65,08	179,11	115,32	50,6	207,4	Non Vérifiée

**Remarque :**

On remarque que la condition du RPA n'est pas vérifiée pour les deux étages 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup>, donc il y'a risque de formation du phénomène poteau faible et poutre forte. Il y a lieu donc d'augmenter la section du ferrailage des poteaux, les nouvelles sections de ferrailage sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.29.**Ferrailage longitudinal final des poteaux

Niveau	h(m)	z(m)		Nbre barres/face		
6 <sup>ème</sup> étage	0,50	0,45	6,88	2HA12+3HA14	400	123,84
7 <sup>ème</sup> étage	0,45	0,405	6,88	2HA12+3HA14	400	111,45
8 <sup>ème</sup> étage	0,40	0,36	6,88	2HA12+3HA14	400	99,07
9 <sup>ème</sup> étage	0,35	0,315	6,88	2HA12+3HA14	400	86,68

Les résultats de la vérification des zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV.30.** Vérification des zones nodales dans le sens principal après augmentation du ferrailage

Niveau	Poutres Principales						Obs
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	1,25(., (KN.m)	
7 <sup>eme</sup> étage	198,14	111,45	309,59	151,08	57,87	261,18	Vérifiée
8 <sup>eme</sup> étage	173,37	99,07	272,44	151,08	57,87	261,18	Vérifiée

**Tableau IV.31.** Vérification des zones nodales dans le sens secondaire après augmentation du ferrailage

Niveau	Poutres Secondaires						Obs
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	1,25(., (KN.m)	
8 <sup>eme</sup> étage	173,37	99,07	272,44	115,32	50,6	207,4	Vérifiée

On remarque que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres, dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques, se fera en premier lieu dans les poutres et non pas dans les poteaux.

Les dimensions de la zone nodale sont :

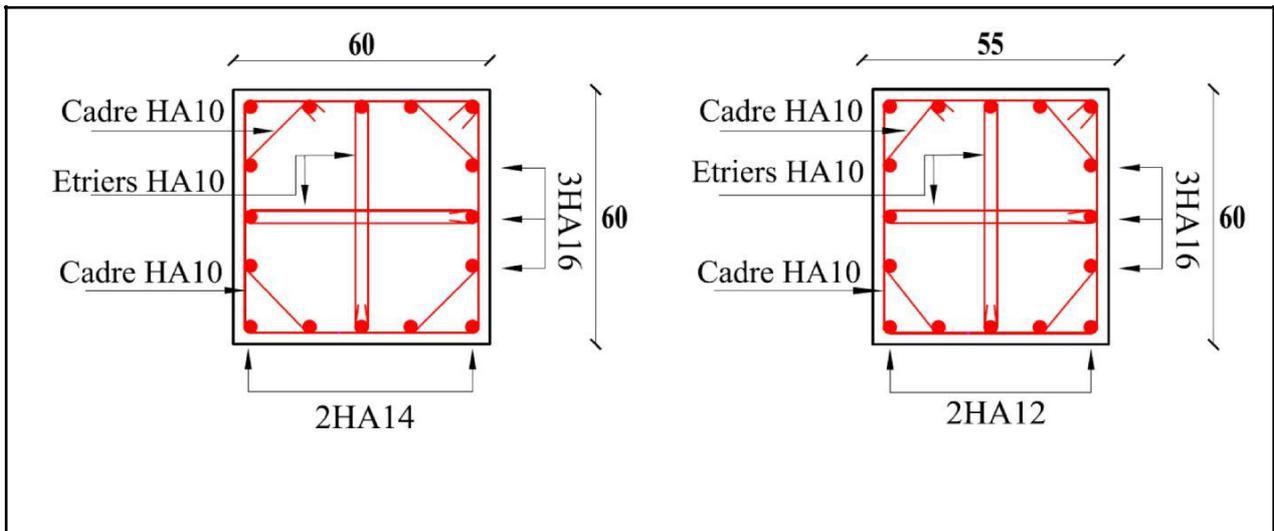
Pour l'entresol :

$$h' = \max ( \frac{h}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} ) \Rightarrow h' = \max ( 51 ; 60 ; 60 ; 60 \text{ cm} ) \Rightarrow h' = 60$$

$$cm \quad l' = 2 h \Rightarrow l' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

RDC et étages courants :  $h' = 60$  cm et  $l' = 80$  cm

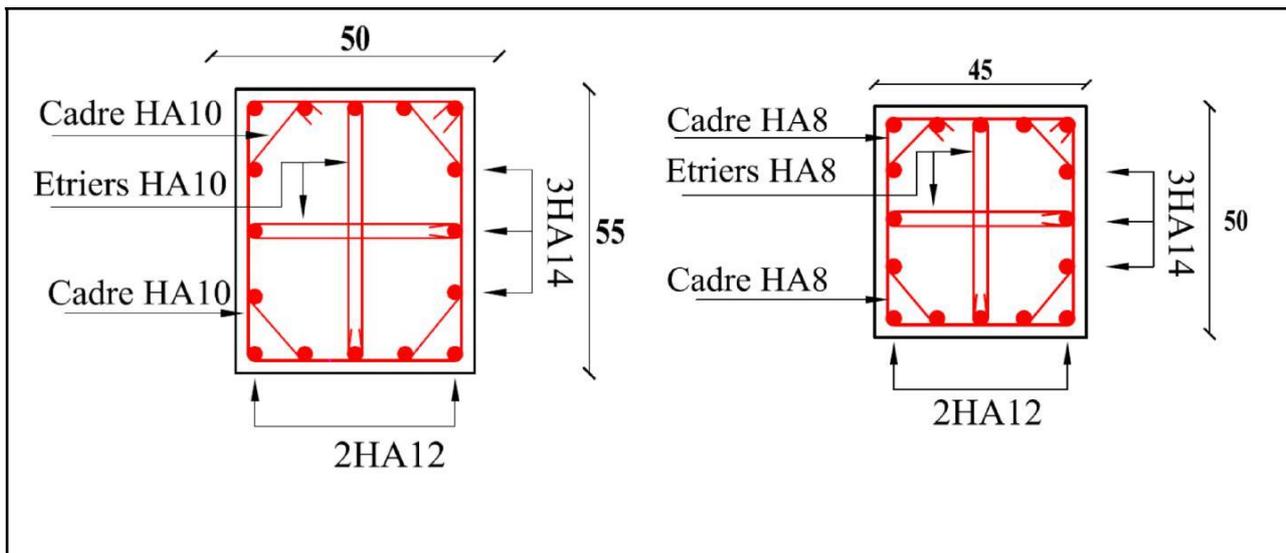
#### IV.9.5. Schémas de ferrailage des poteaux



Entresol+RDC+1<sup>er</sup> étage

2<sup>ème</sup> +3<sup>ème</sup> étage

Figure IV.17. Schéma de ferrailage des poteaux (Entresol-3ème)



4<sup>ème</sup> +5<sup>ème</sup> étage

6<sup>ème</sup> étage

Figure IV.18. Schéma de ferrailage des poteaux (4<sup>ème</sup>-6<sup>ème</sup> étage)

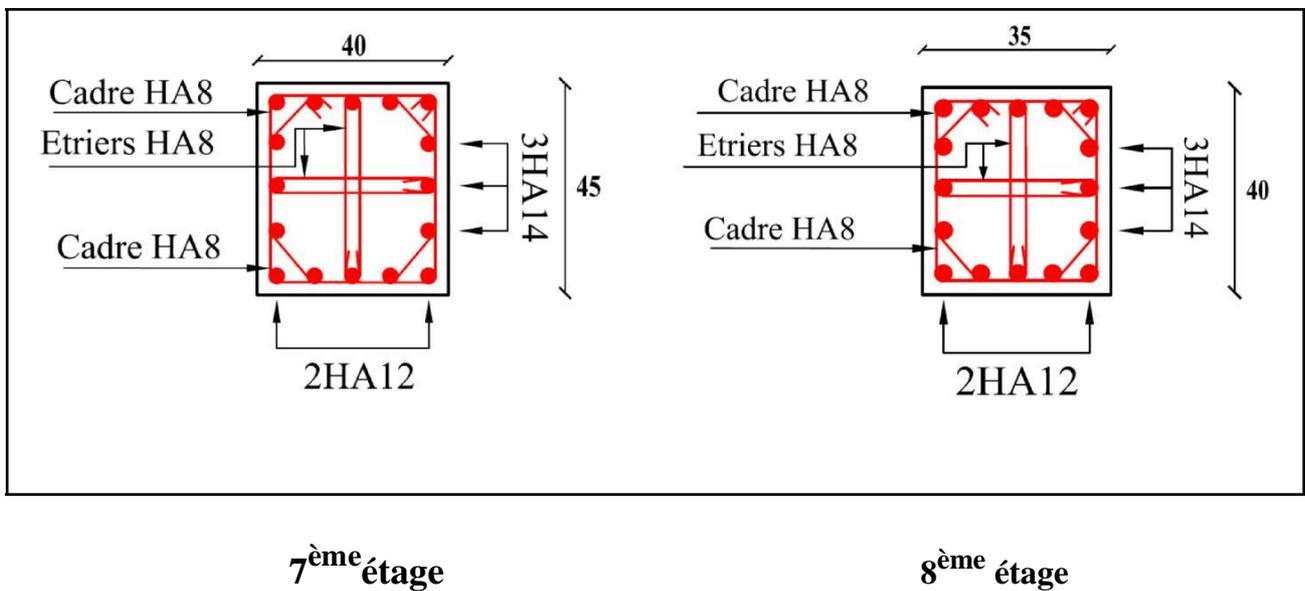


Figure IV.19. Schéma de ferrailage des poteaux (7<sup>ème</sup> -8<sup>ème</sup> étage)

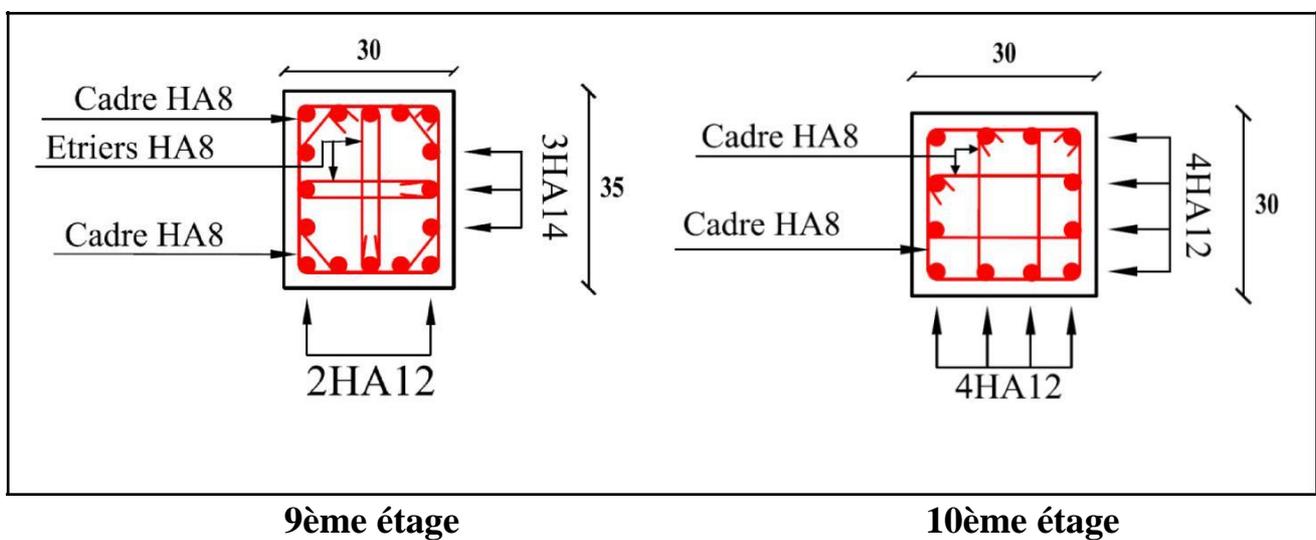


Figure IV.20. Schéma de ferrailage des poteaux (9<sup>ème</sup> -10<sup>ème</sup> étage)

### IV.10. Etude des voiles

Le RPA99 version 2003 (**Art. 3.4.A.1.a**), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II.a (moyenne sismicité).

#### IV.10.1. Définition

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), Les efforts horizontaux (au plus 75%) pour un contreventement mixte, grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan.

Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Le voile est considéré comme une console encastree à sa base, sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de ruptures dans un voile élancé causés par ces sollicitations :

Rupture par flexion.  
Rupture en flexion par effort tranchant.  
Rupture par écrasement ou traction du béton.

Le calcul se fera suivant les combinaisons de calcul habituelles :

$$\{ 1,35G + 1,5Q$$

$$\{ G + Q \pm E$$

$$\{ 0,8G \pm E$$

Le ferrailage adopté sera le maximum obtenu suivant les sollicitations suivantes :

Effort normal maximal et moment correspondant :  $( N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}} )$

Moment maximum et effort normal correspondant :  $( M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}} )$

Effort normal minimal et moment correspondant :  $( N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}} )$

#### IV.10.2 Recommandations du RPA

##### a. Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. 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 :  $A_{\min} = 0,2\% \times L_t \times e$

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $s_t \leq e$  ( $e$  : épaisseur du voile).

À chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L / 10$  de la largeur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

#### Les 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  $10\phi$ .

#### c. Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de 4 épingles/m<sup>2</sup> au minimum.

#### Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0,15\% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la section globale du voile.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0,10\% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante.} \end{array} \right.$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales ne doit pas dépasser  $1 / 10$  de l'épaisseur du voile. (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement des nappes d'armatures verticales et horizontales est :

$$S_t \leq \min (1,5 e ; 30cm).$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m<sup>2</sup>. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Longueurs de recouvrement :

$40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{V}{v_j} ; \text{ avec } V = 1,4 \times V_u$$

$$f_e$$

### IV.10.3. Exemple de calcul du voile VX1

Le logiciel ETABS2016, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile. Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant, on procède au ferrailage de ces derniers à la flexion composée.

Les sollicitations maximales du voile "VX1" de l'Entresol (voir figure IV.2), sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.32.** Sollicitations du voile VX1 de l'Entresol

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres.}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres.}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres.}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Entresol	1534,63	1106,33	1106,33	1534,63	-6,57	1043,04	321,93

### Ferrailage

Le calcul du ferrailage illustré ci-après, se fera sous la combinaison (  $N^{\min}$  et  $M^{\text{corres.}}$  ) la plus défavorable, à la flexion composée pour une section (e×L).

La section de ferrailage "A" obtenue sera répartie sur toute la zone tendue de la section, en respectant les recommandations du RPA99.

Données :

Cas :  $N^{\min} = -6,57$  KN.m (Traction) ;  $M^{\text{corres.}} = 1043,04$  KN.m. (ELA)

$L = 1,9$  m ;  $e = 0,20$  m ;  $d = 1,85$  m ;  $d' = 0,05$  m.

### Calcul des contraintes

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{V} + \frac{M}{I} = \frac{6,57 \cdot 10^{-3}}{1,90,1143} + \frac{1043,04 \cdot 10^{-3}}{1,90,1143} \times 0,95 = 8,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{V} - \frac{M}{I} = \frac{6,57 \cdot 10^{-3}}{1,90,1143} - \frac{1043,04 \cdot 10^{-3}}{1,90,1143} \times 0,95 = -8,68 \text{ MPa}$$

$\sigma_{\max} > 0$  et  $\sigma_{\min} < 0$ , donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

**Calcul des armatures verticales**

$$M_{UA} = M + N \times |d| = 1043,04 - 6,57 \times (1,85 - 0,95) = 1037,12 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1037,12 \times 10^{-3}}{0,20 \times 1,85^2 \times 18,47} = 0,08203$$

$$\mu_{bu} = 0,08203 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$= 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0,1071$$

$$= d \times (1 - 0,4\alpha) = 1,77 \text{ m}$$

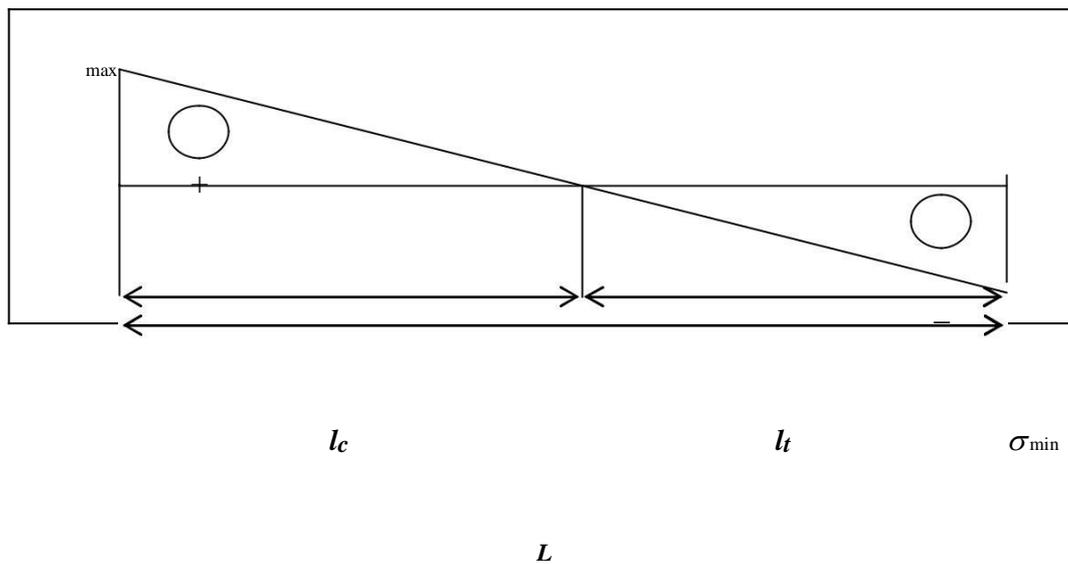
$$A_s = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{1037,12 \times 10^{-3}}{1,77 \times 400} = 14,64 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$= A_s - \frac{N_u}{f_{st}} = 14,64 \times 10^{-4} - \frac{-6,57 \times 10^{-3}}{400} = 14,81 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 14,8 \text{ cm}^2$  dans la zone tendue.

## Calcul des longueurs tendues et comprimées



**Figure IV.21.** Schéma des contraintes dans le voile

On a :

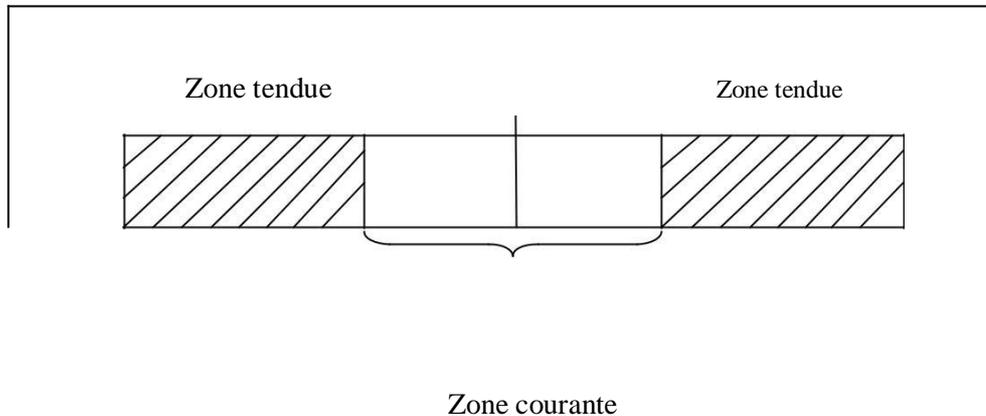
$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma^{\min} \times L \\ l_t = \frac{\sigma^{\max}}{\sigma^{\max} - \sigma^{\min}} \times L \\ l_c = L - 2l_t \end{array} \right.$$

Avec :

$l_t$  : Longueur de la zone tendue.

$l_c$  : Longueur de la zone comprimée.

Pour éviter tous risques de changements de signes et de contraintes sur les différentes combinaisons, le voile sera ferrillé symétriquement par rapport à la zone tendue qui est calculée aux extrémités du voile.



**Figure IV.22.** Zone tendue et zone courante dans le voile

$$\left\{ \begin{array}{l} 8,68 \times 1,9 \end{array} \right.$$

$$l_t = \frac{8,68}{9,4} = 0,94 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 8,68 + 8,65 \end{array} \right.$$

|

$$l_c = 1,9 - (2 \times 0,94) = 0,02 \text{ m}$$

La zone comprimée est très petite, on ferrille le voile en entier avec les aciers tendus.

**Armatures minimales tendues  $A_Z^{\min, T}$**

$$= 0,20\% (e \times l_t) \Rightarrow A_Z^{\min, T} = 3,76 \text{ cm}^2$$

**Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le RPA99v2003, on a :  $A^{\min} = 0,15\% (e \times L) \Rightarrow A^{\min} = 5,70 \text{ cm}^2$ .

$$\text{On a : } A^{Z, \text{Tendue totale}} = 2 \times A_s = 14,81 \times 2 = 29,62 \text{ cm}^2 > A_{\min}^{\text{Voile}}$$

## Calcul des armatures horizontales

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A \geq \frac{\tau_u \times b \times s_t \times \gamma_s}{0,9 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V}{e \times d} = \frac{1,4 \times 321,93 \times 10^3}{0,20 \times 1,85} = 1,21 \text{ MPa} < \tau_{uc} = 0,2 \times f_{ct} = 5 \text{ MPa}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

## Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1,5e; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On opte pour :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

$$\text{Donc : } A_H \geq \frac{1,21 \times 0,2 \times 0,2 \times 1}{0,9 \times 400} \Rightarrow A_H = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_H > A_{\min} = \frac{0,4 \times e \times S_t}{f_e} = 0,4 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures**

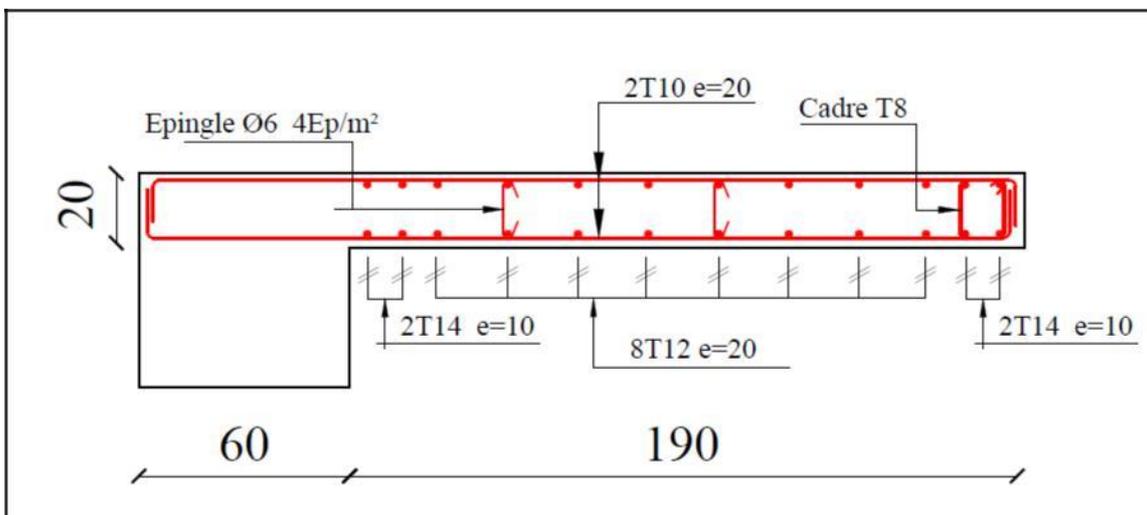
**Armatures verticales :**

En zone tendue/face :  $A^{Z.Tendue} = 4HA14 + 8HA12 = 15,21 \text{ cm}^2 (S_t = 20 \text{ cm})$

**Armatures horizontales :**

$A^H = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2 (S_t = 20 \text{ cm})$

**Schéma de ferrailage du voile VX1 du niveau de l'Entresol**



**Figure IV.23.** Schéma de ferrailage du voile VX1 de l'Entresol

#### IV.10.4. Exemple de calcul du voile VY2

Les sollicitations maximales du voile "VY2 "de l'Entresol (voir figure IV.2), sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.33.** Sollicitations du voile VY2 de l'Entresol.

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres.}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres.}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres.}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Entresol	1791,27	1169,15	1169,15	1791,27	-34,72	1165,70	351,63

**Ferraillage**

Le ferraillage se fera sous la combinaison la plus défavorable.

Données :

Cas :  $N^{\min} = -34,72 \text{ KN.m}$  (Traction) ;  $M^{\text{corres.}} = 1165,70 \text{ KN.m}$ . (ELA)

$L = 2 \text{ m}$  ;  $e = 0,20 \text{ m}$  ;  $d = 1,95 \text{ m}$  ;  $d' = 0,05 \text{ m}$ .

**Calcul des contraintes**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V = \frac{-34,72 \times 10^{-3}}{-10,2 \times 20,1333} + \frac{1165,70 \times 10^{-3}}{20,1333} \times 1 = 8,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V = \frac{-34,72 \times 10^{-3}}{-10,2 \times 20,1333} - \frac{1165,70 \times 10^{-3}}{20,1333} \times 1 = -8,82 \text{ MPa}$$

$\sigma_{\max} > 0$  et  $\sigma_{\min} < 0$  , donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

**Calcul des armatures verticales**

$$M_{UA} = M + N \times |d| = 1165,70 - 34,72 \times (1,95 - 0,05) = 1132,71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1132,71 \times 10^{-3}}{0,20 \times 1,95^2 \times 18,47} = 0,08064$$

$$\mu_{bu} = 0,08064 < \mu_{st} = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$= 1,25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,105$$

$$= d \times (1 - 0,4\alpha) = 1,867 \text{ m}$$

$$A = \frac{M}{z \times f_{st}} = \frac{1132,71 \times 10^{-3}}{1,867 \times 400} = 15,16 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$= A_1 - \frac{N}{f_{st} \times 400} = 15,16 \times 10^{-4} - \frac{-34,72 \times 10^{-3}}{400} = 16,02 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 16,02 \text{ cm}^2$  dans la zone tendue.

• Calcul des longueurs tendues et comprimées

$$l_t = \frac{8,82 \times 2}{8,65 + 8,82} = 0,99 \text{ m}$$

$$l_c = 2 - (2 \times 0,99) = 0,02 \text{ m}$$

La zone comprimée est très petite, on ferraille le voile en entier avec les aciers tendus.

**Armatures minimales tendues**

$$A_{Z.T}^{\min} = 0,20\% (e \times l_t) \Rightarrow A_{Z.T}^{\min} = 3,96 \text{ cm}^2$$

**Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le RPA99v2003, on a :  $A^{\min} = 0,15\% (e \times L) \Rightarrow A^{\min} = 6 \text{ cm}^2$ .

$$\text{On a : } A^{Z.Tendue\ totale} = 2 \times A_s = 16,09 \times 2 = 32,18 \text{ cm}^2 > A_{\min}^{Voile}$$

**Calcul des armatures horizontales**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A \geq \frac{\tau_u \times b \times s_t \times \gamma_s}{0,9 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V}{e \times d} = \frac{1,4 \times 351,63 \times 10^3}{0,20 \times 1,95} = 1,26 \text{ MPa} < \tau_u = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

### Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1,5e; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On opte pour :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

$$\text{Donc : } A_H \geq \frac{1,26 \times 0,2 \times 0,2 \times 1}{0,9 \times 400} \Rightarrow A_H = 1,40 \text{ cm}^2$$

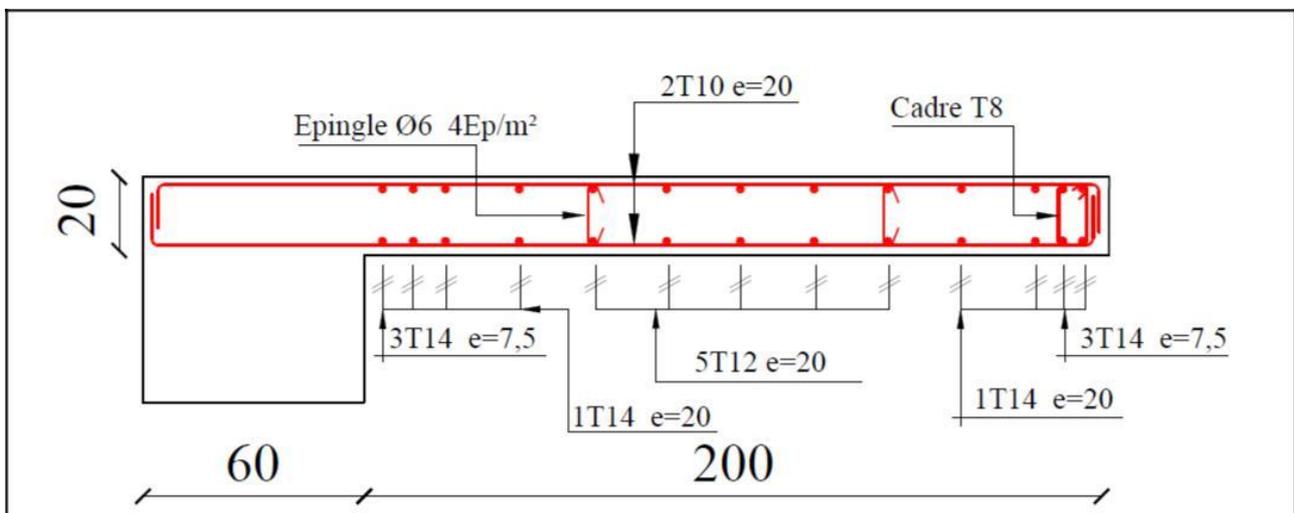
$$\text{On a : } A_H > A_{\min}^H = \frac{0,4 \times e \times S_t}{f_e} = 0,4 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures****Armatures verticales :**

En zone tendue :  $A^{Z.Tendue} = 8HA14 + 5HA12 = 17,97 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 20 \text{ cm}$ )

**Armatures horizontales :**

$A^H = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 20 \text{ cm}$ )

**Schéma de ferrailage du voile VY2 du niveau de l'Entresol**

*Figure IV.24.* Schéma de ferrailage du voile VY2 de l'Entresol

Les résultats du ferrailage des voiles restants sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau IV.34.** Sollicitations et ferrailages du voile VX1

Niveau	E.S+RDC+1 <sup>er</sup> étage	<sup>eme</sup> 2, 3 et 4 étage	<sup>eme</sup> 5,6 et 7 étage	<sup>eme</sup> 8, 9 et 10 étage
<b>l(m)</b>	1,9	1,9	1,9	1,9
<b>e (m)</b>	0,2	0,2	0,2	0,2
<b>N (KN)</b>	-6,57	844,56	147,11	89,30
<b>M (KN.m)</b>	1043,04	362,57	75,02	72,03
<b>d (m)</b>	1,85	1,85	1,85	1,85
<b>V (KN)</b>	321,93	203,50	130,74	109,08
<b><math>\tau</math> (MPa)</b>	1,21	0,77	0,49	0,41
<b><math>\bar{f}</math> (MPa)</b>	5	5	5	5
<b>A calculée</b>	14,81	0	0	0
<b>A<sup>min</sup> (RPA) (cm<sup>2</sup>)</b>	5,7	5,7	5,7	5,7
<b>I (m<sup>3</sup>)</b>	0,1143	0,1143	0,1143	0,1143
<b><math>\sigma^{\max}</math>(MPa)</b>	8,65	5,23	1,01	0,83
<b><math>\sigma^{\min}</math>(MPa)</b>	-8,68	-0,79	-0,236	-0,36
<b>l<sub>t</sub> (m)</b>	0,94	0,25	0,36	0,58
<b>l<sub>c</sub> (m)</b>	0,02	1,40	1,18	0,74

(cm <sup>2</sup> )	3,76	1	1,44	2,32
(cm <sup>2</sup> )	0,04	2,8	2,36	1,48
o	0,2	0,2	0,2	0,2
é	4HA14+8HA12	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8
o	0,2	0,2	0,2	0,2
	1,34	0,85	0,54	0,45
	0,4	0,4	0,4	0,4
	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau IV.35. Sollicitations et ferrillages du voile VX3

Niveau	E.S+RDC+1 <sup>er</sup> étage	2, 3 et 4 <sup>eme</sup> étage	5,6 et 7 <sup>eme</sup> étage	8 et 9 <sup>eme</sup> étage
l(m)	1,1	1,1	1,1	1,1
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
N (KN)	193,66	244,46	128,02	62,97
M (KN.m)	305,25	101,44	43,35	29,19
d (m)	1,05	1,05	1,05	1,05
V (KN)	132,09	98,28	70,64	40,99
$\tau$ (MPa)	0,88	0,65	0,47	0,27
$\bar{f}$ (MPa)	5	5	5	5

$A_{calculée}$	5,25	0	0	0
$A^{min} (RPA) (cm^2)$	3,3	3,3	3,3	3,3
$I (m^3)$	0,0221	0,0221	0,0221	0,0221
$\sigma^{max}(MPa)$	8,44	3,62	1,65	1,009
$\sigma^{min}(MPa)$	-6,68	-1,40	-0,49	-0,43
$l_t (m)$	0,49	0,31	0,25	0,33
$l_c (m)$	0,12	0,48	0,60	0,44
$(cm^2)$	1,96	1,24	1	1,32
$(cm^2)$	0,24	0,96	1,20	0,88
$\rho$	0,2	0,2	0,2	0,2
$\epsilon$	8HA10	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8
$\rho$	0,2	0,2	0,2	0,2
	0,97	0,72	0,52	0,3
	0,4	0,4	0,4	0,4
	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau IV.36. Sollicitations et ferrailages du voile VX5

Niveau	E.S+RDC+1 <sup>er</sup> étage	2, 3 et 4 <sup>eme</sup> étage	5,6 et 7 <sup>eme</sup> étage	8 et 9 <sup>eme</sup> étage
<b>l(m)</b>	1,1	1,1	1,1	1,1
<b>e (m)</b>	0,2	0,2	0,2	0,2
<b>N (KN)</b>	196,73	192,13	88,07	10,95
<b>M (KN.m)</b>	305,23	100,66	54,33	35,39
<b>d (m)</b>	1,05	1,05	1,05	1,05
<b>V (KN)</b>	137,41	106,63	55,32	31,83
<b><math>\tau</math> (MPa)</b>	0,91	0,71	0,36	0,21
<b><math>\bar{\epsilon}</math> (MPa)</b>	5	5	5	5
<b>A calculée</b>	5,22	0	0	0,70
<b>A<sup>min</sup> (RPA) (cm<sup>2</sup>)</b>	3,3	3,3	3,3	3,3
<b>I (m<sup>3</sup>)</b>	0,0221	0,0221	0,0221	0,0221
<b><math>\sigma^{\max}</math>(MPa)</b>	8,46	3,36	0,68	0,18
<b><math>\sigma^{\min}</math>(MPa)</b>	-6,67	-1,62	-0,21	0,002
<b>l<sub>t</sub> (m)</b>	0,49	0,36	0,39	0,52
<b>l<sub>c</sub> (m)</b>	0,12	0,38	0,32	0,06
<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	1,96	1,44	1,56	2,08
<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	0,24	0,76	0,65	0,12
<b>o</b>	0,2	0,2	0,2	0,2

	8HA10	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8
	0,2	0,2	0,2	0,2
	1,01	0,78	0,41	0,4
	0,4	0,4	0,4	0,4
	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

**Tableau IV.37.** Sollicitations et ferrailages du voile VY2

Niveau	E.S+RDC+1 <sup>er</sup> étage	2, 3 et 4 <sup>eme</sup> étage	5,6 et 7 <sup>eme</sup> étage	8, 9 et 10 <sup>eme</sup> étage
<b>l(m)</b>	2	2	2	2
<b>e (m)</b>	0,2	0,2	0,2	0,2
<b>N (KN)</b>	-34,72	1055,72	257,64	131,77
<b>M (KN.m)</b>	1165,70	31,92	172,32	151,54
<b>d (m)</b>	19,5	19,5	19,5	19,5
<b>V (KN)</b>	351,63	193,71	119,32	82,91
<b><math>\tau</math> (MPa)</b>	1,26	0,69	0,42	0,29
<b><math>\bar{\tau}</math> (MPa)</b>	5	5	5	5
<b>A calculée</b>	16,09	0	0	0,28
<b>A<sup>min</sup> (RPA) (cm<sup>2</sup>)</b>	6	6	6	6
<b>I(m<sup>3</sup>)</b>	0,1333	0,1333	0,1333	0,1333

$\sigma^{\max}(\text{MPa})$	8,65	4,49	1,93	1,46
$\sigma^{\min}(\text{MPa})$	-8,82	-1,08	-0,64	-0,80
$l_t$ (m)	0,99	0,39	0,505	0,72
$l_c$ (m)	0,02	1,22	0,99	0,56
( $\text{cm}^2$ )	3,96	1,56	2,02	2,88
( $\text{cm}^2$ )	0,04	2,44	1,99	1,12
$\rho$	0,2	0,2	0,2	0,2
$\epsilon$	8HA14+5HA12	4HA10+9HA8	4HA10+9HA8	4HA10+9HA8
$\rho$	0,2	0,2	0,2	0,2
	1,40	0,77	0,47	0,33
	0,4	0,4	0,4	0,4
	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau IV.38. Sollicitations et ferrailages du voile VY3

Niveau	E.S+RDC+1 <sup>er</sup> étage	2, 3 et 4 <sup>eme</sup> étage	5,6 et 7 <sup>eme</sup> étage	8 et 9 <sup>eme</sup> étage
$l$ (m)	1,5	1,5	1,5	1,5
$e$ (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
$N$ (KN)	398,75	606,81	356,07	170,15
$M$ (KN.m)	582,52	186,52	89,78	58,55
$d$ (m)	1,45	1,45	1,45	1,45

<b>V (KN)</b>	207,26	120,84	104,06	81,13
<b><math>\tau</math> (MPa)</b>	1,001	0,44	0,58	0,39
<b><math>\bar{\tau}</math> (MPa)</b>	5	5	5	5
<b>A calculée</b>	5,81	0	0	0
<b>A<sup>min</sup> (RPA) (cm<sup>2</sup>)</b>	4,5	4,5	4,5	4,5
<b>I (m<sup>3</sup>)</b>	0,0562	0,0562	0,0562	0,0562
<b><math>\sigma^{\max}</math>(MPa)</b>	9,09	4,50	2,38	1,34
<b><math>\sigma^{\min}</math>(MPa)</b>	-6,46	-0,46	-0,01	-0,21
<b>l<sub>t</sub> (m)</b>	0,63	0,15	0,01	0,21
<b>l<sub>c</sub> (m)</b>	0,24	1,20	1,48	1,08
<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	2,52	0,6	0,04	0,84
<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	0,48	2,40	2,96	2,16
<b>o</b>	0,2	0,2	0,2	0,16
<b>é</b>	4HA12+6HA8	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8
<b>o</b>	0,2	0,2	0,2	0,2
	1,11	0,64	0,64	0,64
	0,4	0,4	0,4	0,4
	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8

### **Conclusion**

Les enseignements à relever au terme de ce chapitre, montrent à quel point cela a permis de procéder non seulement à la mise à jour et la réévaluation du large spectre des connaissances théoriques acquises mais aussi de le fortifier.

Il nous a aussi été donné l'occasion d'opérer à des choix conceptuels et pratiques pour la structure, favorisant l'aspect sécuritaire, l'on peut citer à titre d'exemple :

La disposition et la configuration des voiles, qui devaient rester dans un cadre réglementaire et sécuritaire, tout en encombrant le moins possible l'architecture intérieure de la structure.

Il est à noter que dans la plupart des cas, les éléments structuraux sont ferrailés par la section minimale préconisée par le RPA99.

Force est de reconnaître toutefois, qu'un intérêt majeur du travail est de constater la prédominance de l'aspect sécuritaire, par rapport à l'économie préconisé par le RPA99.

# **Chapitre V**

## **Etude de l'infrastructure**

## Introduction

Les fondations sont représentées par la partie inférieure de la superstructure, reposant sur un sol d'assise auxquelles sont transmises les charges verticales induites par le poids propre de la structure. Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle une bonne tenue de l'ensemble.

### V.1. Critères de choix et types de fondations

Suite à une étude géotechnique, le choix du type de fondation se fait selon le type et la consistance du sol d'assise de la structure, mais aussi de son poids.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

Un effort normal centré dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.

Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Une force horizontale résultante par exemple de l'action du séisme ou du vent, qui peut être variable en grandeur et en direction.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet, vis-à-vis du site, du sol, et de l'ouvrage.

Le choix du type de fondation se fait sur la base de données de la structure et de son implantation.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficielles, ancrées d'au moins 2,50 m du niveau de la base, et un taux de travail de 1,7 bars.

Afin de déterminer le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux dernières vérifications ne sont pas satisfaites on optera pour un radier nervuré.

### V.2. Combinaisons d'actions à considérer

Les fondations sont dimensionnées et calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$\text{D'après le RPA99 : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad (\text{Art. 10.1.4.1})$$

$$\text{D'après le DTR BC 2.33.1 : } \begin{cases} G + Q \\ 1,35G + 1,5Q \end{cases}$$

**V.3. Vérifications des types de fondations**

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

N : Effort normal agissant sur la semelle.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\sigma_{sol}$  : La capacité portante du sol.

On procède donc à la vérification dans l'ordre suivant :

**A. Vérification de la semelle isolée**

Premièrement on suggère des semelles isolées dont la vérification concerne la semelle sous le poteau le plus sollicité, tel que :

$N_{ser}$

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol}$$

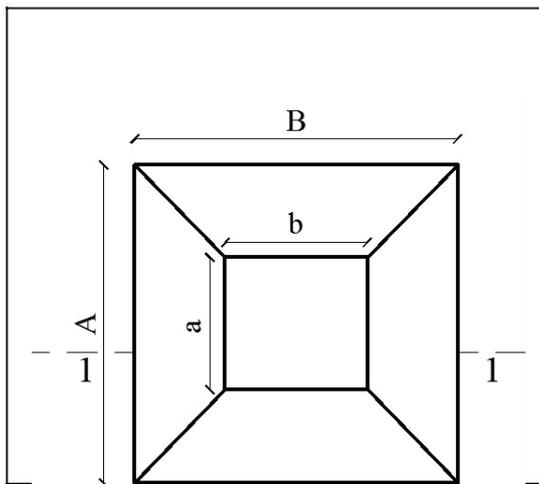


Figure V.1. Vue en plan d'une semelle isolée.

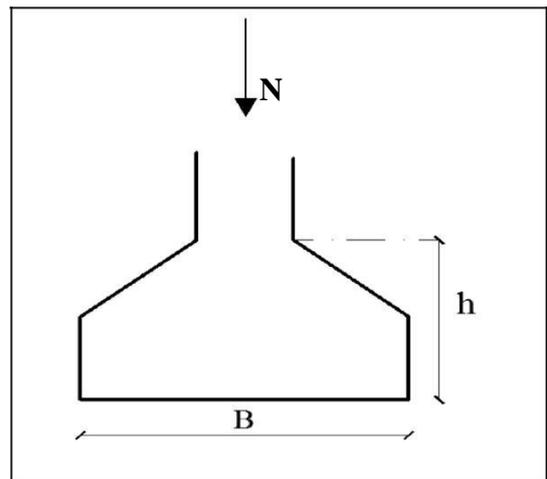


Figure V.2. Coupe 1-1 de la semelle.

Avec :

$N^{ser}$  : Effort normal de service maximal agissant sur la semelle, déduit de la modélisation avec le logiciel ETABS2016.

S : Surface de la semelle isolée.  $S = A \times B$ .

Les poteaux à la base ont une section carrée, donc :  $S = B^2$ .

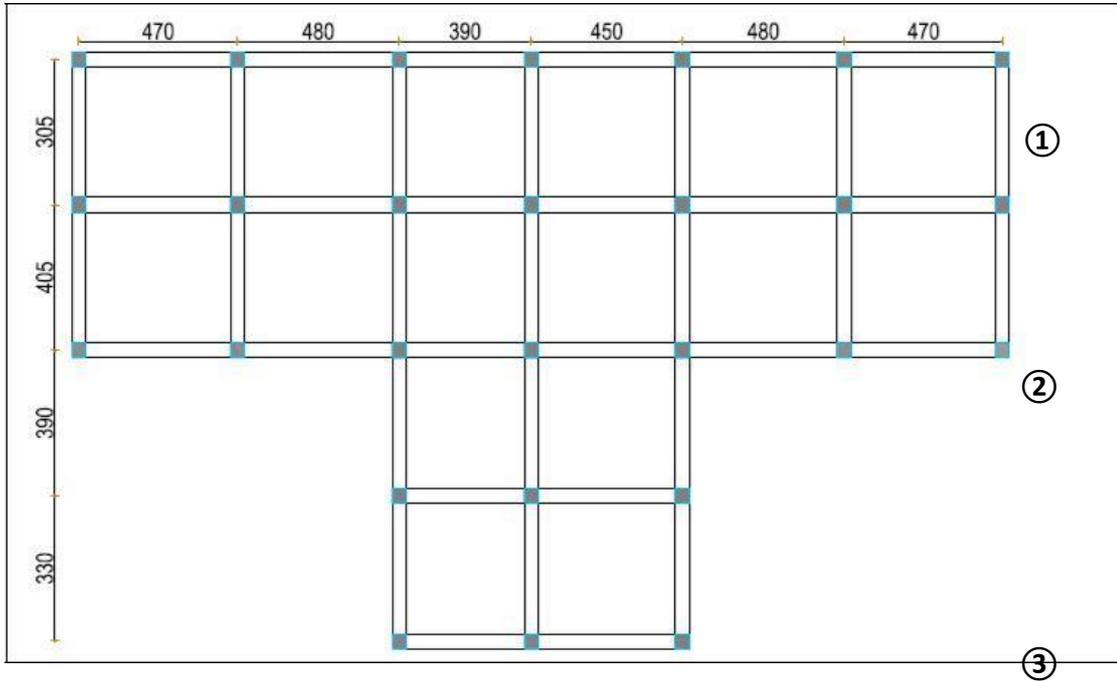
$$N^{ser} = 2243,39 \text{ KN et } \sigma_{sol} = 1,70 \text{ bars}$$

$$\frac{N^s}{B^2} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N^s}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B = \frac{N^s}{\sqrt{\sigma_{sol}}} = \frac{2243,39}{\sqrt{1,70}} \Rightarrow B \geq 3,63 \text{ m}$$

On constate qu'il y'aura un chevauchement entre les semelles isolées, car l'entre-axe minimal des poteaux est de 3,05 m, ce qui revient à dire que les semelles isolées ne conviennent pas à notre cas.

**B. Vérification de la semelle filante**

On détermine la semelle filante la plus sollicitée en utilisant le logiciel ETABS2016, en tirant les efforts normaux situés sous les poteaux/voiles qu'elle reprend.



*Figure V.3.* Schéma des différentes files des semelles filantes.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

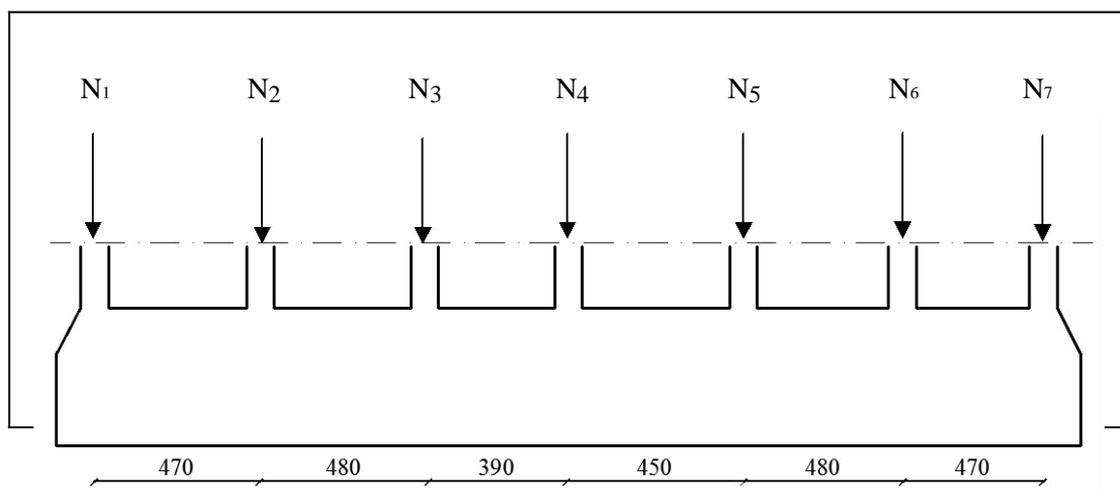
**Tableau V.1.** Somme des efforts normaux des différentes files de semelles filantes.

Files de portiques	①	②	③	④	⑤
$\Sigma$ Efforts normaux repris (KN)	11107,72	11658,39	11629,84	4515,78	4416,82

On constate que la file ② est la plus sollicitée, donc le dimensionnement se fera en fonction de cet effort.

$$N_i = 11658,39 \text{ KN}$$

Avec :  $N_i$  : Effort normal provenant du poteau/voile « i ».



**Figure V.4.** Schéma d'une semelle filante.

La surface de la semelle filante se calcule avec la formule :  $S_{S.Filante} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Détermination de la largeur B de la semelle filante :

$$S_{S.Filante} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

On a :  $N^{ser} = 11658,39 \text{ KN}$  ;  $\sigma_{sol} = 1,70 \text{ bars}$

$$L = \sum_i L_i + 2 \times L_{Débordement} \quad \text{Avec} \quad L_{Débordement} = 0,60 \text{ m}$$

$$L = 29,2 \text{ m}$$

A.N :  $B \geq 2,35 \text{ m}$  On opte pour :  $B = 2,40 \text{ m}$ .

On remarque qu'il n'y aura pas risque de chevauchement entre les semelles filantes car :

$$L_{min} = 3,05 \text{ m}$$

**Calcul de la surface de la semelle filante :**

$$S = \frac{\sum_i N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{11658,39}{170} \Rightarrow S = 68,57 \text{ m}^2$$

**- Calcul de la hauteur totale de la semelle :**

La hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) est déterminée par la formule :

$$h_t = d + d'$$

Avec :

$d'$  : Enrobage des armatures  $d' = 5 \text{ cm}$

$$> B - b$$

$d$  : Hauteur utile que doit vérifier la condition suivante :  $d$

$$= 0,45 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,45 + 0,05$$

Donc, on opte pour :  $h_t = 50 \text{ cm}$

### Vérification en tenant compte du poids de la semelle :

La semelle est soumise à son poids propre ainsi qu'au poids de la superstructure :

$$N_{Tot} = N_{Superstructure} + N_{infrastructures}$$

Avec :

$$N_{Superstructure} = \sum N_i = 11658,39 \text{ KN} ; N_i : \text{Effort normal ramené par le poteau "i"}$$

$$N_{Infrastructure} = N_{Avant Poteau} + N_{Semelle}$$

$$N_{Avant Poteau} = \gamma \times S_{A.P} \times h \times n$$

{

$$N_{Semelle} = \gamma \times S_{semelle} \times h$$

{ Semelle b semelle

Avec :

$S_{A.P}$  : Surface de l'avant poteau :  $(60 \times 60) \text{ cm}^2$ .

$h$  : Hauteur de l'avant poteau  $h = 1 \text{ m}$ .

$n$  : Nombre de poteaux revenant à la semelle filante.  $n=7$ .

$h_t$  : Hauteur de la semelle.  $h_t = 0,50 \text{ m}$ .

A.N :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{Avant Poteau}} = 25 \times 0,6 \times 0,6 \times 1 \times 7 = 63 \text{ KN} \\ \{ \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} N_{\text{Semelle}} = 25 \times 68,57 \times 0,50 = 857,13 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

Donc :

$$N_{Tot} = 12578,52 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte :

$$\frac{N_{tot}}{S_{sol}} \leq \sigma \Rightarrow \frac{12578,52 \times 10^{-3}}{68,57} = 0,183 \text{ MPa} > 0,170 \text{ MPa}$$

On constate que la contrainte de la semelle filante est supérieure à la contrainte admissible du sol, ce qui revient à dire que ce type de semelle ne convient pas à notre cas.

Pour cette raison le choix se fera pour un radier en dalle renversée, appuyée sur les nervures.

#### **V.4. Etude du radier nervuré**

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé, et sollicité à la flexion simple. Il est soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), il assure une bonne répartition des charges vers le sol, il représente donc une solution adéquate pour éviter les tassements différentiels.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

L'importance des charges transmises au sol.

Le rapprochement des poteaux (petites trames).

La mauvaise nature du sol d'assise.

##### **V.4.1. Dimensionnement du radier**

Le dimensionnement du radier se fait selon les sept conditions principales concernant la raideur du radier, sa résistance au cisaillement, au poinçonnement, au renversement, la contrainte du sol, la poussée hydrostatique et une condition forfaitaire de coffrage.

**La condition de coffrage**

On a :  $L_{max} = 4,80 \text{ m}$  ; la plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Nervure : } h_n \geq \frac{L}{10}^{max} \\ \text{Radier : } h_r \geq \frac{L}{20}^{max} \end{array} \right.$$

Avec :

$h_n$  : Hauteur de la nervure.

$h_r$  : Hauteur de la dalle du radier.

Donc, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Nervure : } h_n \geq 48 \text{ cm} \\ \text{Radier : } h_r \geq 24 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**La condition de rigidité**

Un radier est considéré rigide, si :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{avec} \quad L_e \geq 4 \frac{\sqrt{4 \times E \times I}}{K \times b}$$

Tel que :

$L_e$  : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

: Module d'élasticité du béton,  $E = 3, 216 \times 10^7 \text{ KN} / \text{m}^2$ .

: Inertie de la section du radier.

: Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen :  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN} / \text{m}^2$ .

: Largeur de la semelle.

On a :  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

Avec :  $h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h \geq 68,82 \text{ cm}$ .

Donc, on opte pour :  $h_t = 70 \text{ cm}$ .

---

**Calcul de la surface du radier**

Il est nécessaire avant tout de calculer la surface nécessaire au radier selon le poids total qu'il supporte. Ce dernier est représenté par la somme des efforts normaux des poteaux/voiles de la structure, soit le poids de la structure elle-même.

La surface nécessaire au radier est calculée à travers la condition suivante :

$$S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

L'effort normal « N » comme cité plus haut, représente le poids total de la superstructure, ainsi que le poids propre du radier, soit :  $N = 49225,44 \text{ KN}$

La contrainte du sol quant à elle est prise égale à 1,7 bars, ce qui correspond à la contrainte d'un sol meuble.

Il est alors possible de calculer la surface nécessaire du radier, qui sera égale à :

$$S_{néc} \geq 270,78 \text{ m}^2$$

Une surface nettement inférieure à la surface totale de la structure égale à :

$$S_{bât} = 280,40 \text{ m}^2$$

Il sera alors pris au préalable, une surface du radier égale à la surface du bâtiment.

$$S_{rad} = S_{bât} = 280,40 \text{ m}^2$$

Les dimensions du radier sont :

{ Hauteur de la nervure:  $h_i = 70 \text{ cm}$ .

|

{ Hauteur du radier :  $h_r = 35 \text{ cm}$ .

{

| Surface du radier :  $S_{rad} = 280,40 \text{ m}^2$ .

|

{ Enrobage :  $d' = 5 \text{ cm}$ .

#### V.4.2.Vérifications nécessaires

##### Vérification de la contrainte du sol : DTR BC 2.3.3.1 (Art. 3.541 a)

Le calcul des contraintes revenant au radier se fait suivant les formules classiques de la résistance des matériaux et devront par la suite vérifier certaines conditions. Pour cela, il sera nécessaire de calculer l'inertie du radier par rapport à son centre de gravité et ce, en appliquant le théorème de Huygens ; ce qui donne :

$$\begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 4110,58 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 14523,26 \text{ m}^4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} X_G = 14 \text{ m} \\ Y_G = 9,32 \text{ m} \end{array} \right. \end{array}$$

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante, dans le sens longitudinal et transversal :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  : Les contraintes sous le radier et sont à égales à :  $\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} (X ; Y)$

$M_{x,y}$

: Moments sismiques à la base, et sont donnés par le logiciel ETABS2016 :

$$\begin{cases} |M_x = 36,898 \text{ MN} \cdot \text{m} \\ | \\ |M_y = 38,495 \text{ MN} \cdot \text{m} \\ | \end{cases}$$

Détermination de la contrainte moyenne dans les deux sens de calcul :

**Sens X-X :**

$$\begin{cases} | \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{49,2254}{280,40} + \frac{36,898}{4110,58} \times 9,32 = 0,25 \text{ MPa} \\ | \\ | \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{49,2254}{280,40} - \frac{36,898}{4110,58} \times 9,32 = 0,09 \text{ MPa} \\ | \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,25 + 0,09}{4} = 0,21 \text{ MPa} > \sigma_{sol} = 0,17$$

**Sens Y-Y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N \quad M_y \quad 49,2254 \quad 38,495 \\ \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{49,2254}{280,40} + \frac{38,495}{14523,26} \times 14 = 0,212 \text{ MPa} \\ \left\{ \begin{array}{l} N \quad M_y \quad 49,2254 \quad 38,495 \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{49,2254}{280,40} - \frac{38,495}{14523,26} \times 14 = 0,138 \text{ MPa} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,212 + 0,138}{4} = 0,193 \text{ MPa} > \sigma_{\text{sol}} = 0,17 \text{ MPa}$$

On constate que la contrainte moyenne selon les deux sens est supérieure à la contrainte du sol admissible, il faudrait donc augmenter la section du radier. Alors un débord est nécessaire.

Pour notre cas, il est possible d'augmenter la surface du radier uniquement dans deux sens (Nord/Sud).

Le débord « D », doit vérifier la condition suivante :

$$D \geq \max \left( \frac{h}{2}, 30 \text{ cm} \right)$$

# Chapitre V

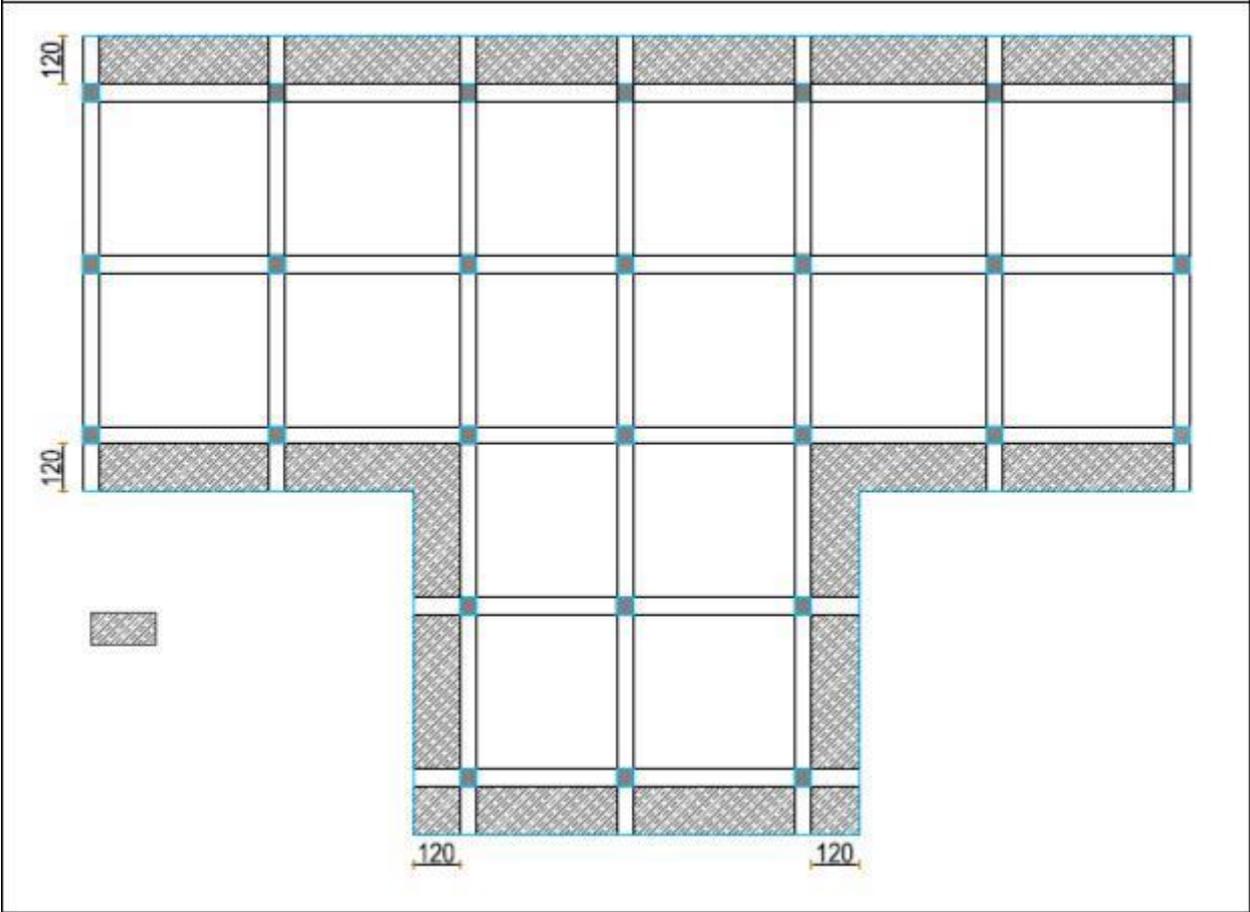
( 35 )

On a :  $D \geq \max | \quad \text{---} \quad ; 30 \text{ cm} | \Rightarrow$  On opte pour un débord :  $D = 120 \text{ cm}$ .

( 2 )

Le périmètre est délimité par :  $P = 70,40 \text{ m}$ .

Le débord est représenté dans la figure ci-dessous :



**Débord**

*Figure V.5.* Schéma représentatif du débord du radier.

La nouvelle surface du radier à prendre en compte, est donc :  $S_{rad} = S_{bât} + S_{deb}$ .

$$S_{rad} = 364,88 \text{ m}^2$$

Les nouvelles caractéristiques géométriques du radier sont donc comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 7518,53 \text{ m}^4 \quad \left\{ \begin{array}{l} X_G = 14 \text{ m} \\ Y_G = 9,10 \text{ m} \end{array} \right. \\ I_{yy} = 19365,18 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

Les nouvelles vérifications des contraintes sous le radier sont :

**Sens X-X :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 0,179 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = 0,090 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,179 + 0,090}{4} = 0,156 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0,17 \text{ MPa}$$

**Sens Y-Y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 0,162 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = 0,107 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,162 + 0,107}{4} = 0,148 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0,17 \text{ MPa}$$

On constate que les contraintes moyennes sous le radier dans les deux sens, sont vérifiées après augmentation de la surface du radier, avec un débord :  $D = 120 \text{ cm}$ . (Après plusieurs itérations qui ne satisfaisaient pas la vérification des contraintes, on opte pour  $D = 120 \text{ cm}$ ).

**Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le **RPA99v2003 (Art. 10.1.5)**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

**Sens X-X :**

$$e = \frac{36,898}{49,2254} = 0,74 \text{ m} \leq \frac{14,9}{4} = 3,72 \text{ m}$$

**Sens Y-Y :**

$$e = \frac{38,495}{49,2254} = 0,78 \text{ m} \leq \frac{28}{4} = 6,25 \text{ m}$$

Les deux conditions sont satisfaites, il n'y a donc pas risque de renversement.

## Vérification de la poussée hydrostatique

La condition à satisfaire est la suivante :

$$N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$N$  : Le poids total de la superstructure.

$F_s$  : Coefficient de sécurité ;  $F_s = 1,5$  .

$H$  : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ;  $H = 2,5 \text{ m}$  .

$S_{rad}$  : Surface du radier ;  $S_{rad} = 364,88 \text{ m}^2$ .

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma_w = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$ .

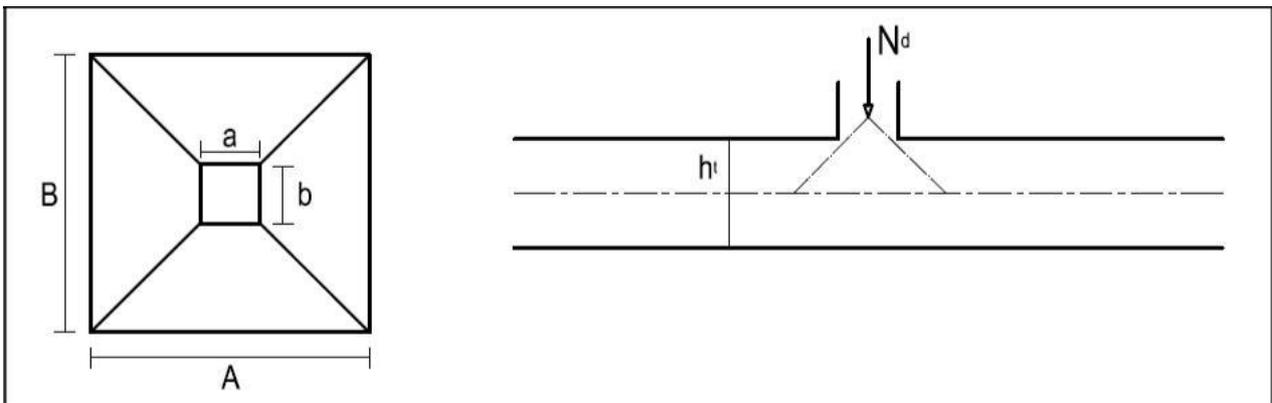
On trouve :

$$= 49225,4 \text{ KN} \geq 13683 \text{ KN}$$

**Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Art. A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times f_c^i$$



**Figure V.6.** Schéma représentatif de la zone d'impact de la charge concentrée.

Avec :

$U_c$  : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$N_d$  : Effort normal de calcul à l'ELU du poteau le plus sollicité ;  $N_d = 3089,79 \text{ KN}$

$h_t$  : Hauteur totale du radier ;  $h_t = 70 \text{ cm}$ .

Le poteau le plus sollicité est de dimensions :  $(60 \times 60) \text{ cm}^2$ , le périmètre d'impact est donné par :

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = a + h = 0,60 + 0,70 = 1,30 \text{ m} \\ B = b + h = 0,60 + 0,70 = 1,30 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{Donc : } U_c = 5,2 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\}$$

On trouve :

$$N = 3,08 MN > 0,045 \times 5,2 \times 0,70 \times \frac{25}{1,5} = 2,73 MN.$$

On constate qu'il y a risque de poinçonnement. Donc on doit augmenter la hauteur totale de la section.

On opte pour :  $h_t = 0,80 m$

$$A = a + h = 0,60 + 0,80 = 1,40 m$$

On aura donc :

$$\Rightarrow \mu_c = 5,6m$$

$$B = b + h = 0,60 + 0,80 = 1,40 m$$

$$C = c + h = 0,60 + 0,80 = 1,40 m$$

$N_d = 3,08 \text{ MN} < 3,36 \text{ MN} \Rightarrow$  Pas de risque de poinçonnement.

### Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande  $b = 1 \text{ m}$  et de hauteur  $d$ .

Avec :

$$V^d = \frac{N \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow V^d = \frac{63031,67 \times 4,80}{2 \times 364,88} = 414,59 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V^d}{b \times \tau_u} \Rightarrow d \geq \frac{0,41459}{2,5} = 0,165 \text{ m} \text{ On opte donc pour : } d = 30 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = 1,38 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc il n'y a pas risque de rupture par cisaillement.

Les dimensions finales du radier sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur de la nervure: } h_i = 80 \text{ cm.} \\ \text{Hauteur du radier : } h_r = 35 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

| Surface du radier :  $S_{rad} = 364,88 m^2$ .

|

| Enrobage :  $d' = 5 cm$ .

### V.4.3.Ferraillage du radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable, et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

#### Calcul des sollicitations

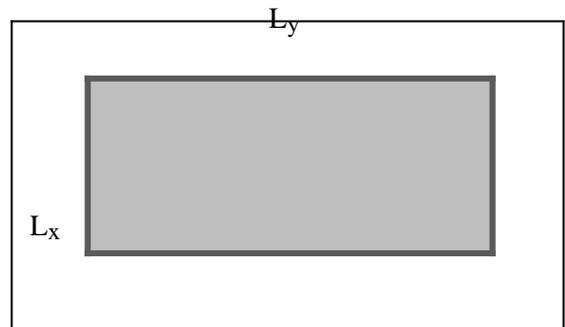
Le panneau le plus sollicité est représenté ci-contre :

{

|  $L_x = 4,05 - 0,6 = 3,45 m$

{

|  $L_y = 4,80 - 0,6 = 4,20 m$



$$\text{On a : } Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

**Figure V.7.** Le panneau le plus sollicité.

Avec :  $N_u$  : Effort normal ultime donné par la structure.

Calcul du poids propre du radier :

$$P_{rad} = h_{rad} \times S_{rad} \times \gamma_b = 0,35 \times 364,88 \times 25 = 3192,70 \text{ KN}$$

Calcul du poids de la nervure

$$P_{ner} = b_{pot} \times h_t \times \gamma_b \times L_{ner} = 0,60 \times 0,80 \times 25 \times 194,90 = 2338,80 \text{ KN}$$

$$\{ N_u^{cal} = 63031,67 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} P_{rad} = 3192,70 \text{ KN} \\ | \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{ner} = 2338,80 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } N_u = N_u^{cal} + 1,35(P_{rad} + P_{ner}) = 70499,19 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne : } Q_u = \frac{70499,19}{364,88} = 193,21 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité, on a :

$$\rho = 0,82 \Rightarrow \text{ELU } \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0,6313 \end{array} \right. \quad \text{ELS } \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0607 \\ \mu_y = 0,7381 \end{array} \right.$$

**Calcul des moments isostatiques à l'ELU**

$$M_x = \mu_x \times q \times L^2 = 0,0539 \times 193,21 \times 3,45^2 = 123,95 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,6313 \times 123,95 = 78,24 \text{ KN.m}$$

|  $M$

|

### Calcul des moments corrigés à l'ELU

$$M^x = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 123,95 = 105,35 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0$$

$$M^y = 0$$

$$M_t = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 78,24 = 66,50 \text{ KN.m}$$

|

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_0^x = -0,5 \times 123,95 = -61,97 \text{ KN.m}$$

|

Le ferrailage se fait pour une section (b×h) : (1×0,35)m<sup>2</sup>.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.2.**Tableau de ferrailage du radier.

Localisation		(-)	(/)	(/)	(/)	(cm)
Travée	X-X	105,35	10,55	3,05	7HA14=10,78	15
	Y-Y	66,50	6,54	2,8	5HA14=7,70	20
Appui		-61,97	6,09	3,05	5HA14=7,70	20

**V.4.4. Vérifications à l'ELU**

**Condition de non fragilité**

Pour le calcul de  $A_{min}$ , on a :  $\rho = 0,82$  et  $e = 0,35 m$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{x, min} = \rho_0 \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r \\ A_{y, min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_x = 0,0008 \times \left( \frac{3 - 0,82}{2} \right) \times 0,35 = 3,05 \text{ cm}^2 \\ A_y = 0,0008 \times 0,35 = 2,80 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{ub} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{q \times L}{2} \times \frac{L_y^3}{(L_x^2 + L_y^2)} \Rightarrow V_x = 229,02 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^3}{(L_x^2 + L_y^2)} \Rightarrow V_y = 126,93 \text{ KN} \end{array} \right. \Rightarrow V_{max} = 229,02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{229,02 \times 10^{-3}}{1 \times 0,35} \Rightarrow \tau_u = 0,65 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa}$$

Donc : Pas de risque de rupture par cisaillement.

#### V.4.5. Vérifications à l'ELS

$$\text{On a : } Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

Avec :  $N_s$  : Effort normal de service donné par la structure.

$$N_u = N_s^{cal} + P_{rad} + P_{ner} = 51564,24 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne : } Q_s = \frac{51564,24}{364,88} = 141,30 \text{ KN/m}^2$$

#### Calcul des moments isostatiques à l'ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} M_o^x = 102,08 \text{ KN.m} \\ \end{array} \right.$$

}

$$\left\{ \begin{array}{l} M_o^y = 75,34 \text{ KN.m} \\ \end{array} \right.$$

#### Calcul des moments corrigés à l'ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 86,77 \text{ KN.m} \\ \end{array} \right.$$

|

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^y = 64,04 \text{ KN.m} \\ \end{array} \right.$$

|

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a^x = M_a^y = -51,04 \text{ KN.m} \\ \end{array} \right.$$

Le tableau ci-dessous résume la vérification des contraintes à l'ELS du radier :

**Tableau V.3.** Vérification des contraintes à l'ELS du radier.

Localisation		(-)	Y (cm)	I ( <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	86,77	8,36	95198	7,62 < 15	Vérifiée	295,80 > 201,63	Non vérifiée
	Y-Y	64,04	7,24	72481	6,40 < 15	Vérifiée	301,55 > 201,63	Non vérifiée
Appui		-51,04	7,24	72481	5,10 < 15	Vérifiée	240,32 > 201,63	Non vérifiée

La contrainte de traction des aciers n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calcul des armatures à l'ELS du radier :

**Tableau V.4.** Calcul des armatures du radier à l'ELS.

Localisation		(-)	$\beta$ (-)	$\alpha$ (-)	(-)	(-)	(cm)
Travée	X-X	86,77	4,78	0,328	16,10	6HA20=18,85	17
	Y-Y	64,04	3,53	0,288	11,71	6HA16=12,06	17
Appui		-51,04	2,81	0,261	9,26	6HA16=12,06	17

Le tableau ci-dessous résume les vérifications de la contrainte de traction dans les aciers après avoir recalculé les armatures à l'ELS :

**Tableau V.5.** Vérification des contraintes à l'ELS du radier après augmentation du ferrailage.

Localisation			$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	18,85	6,23 < 15	Vérifiée	173,71 < 201,63	Vérifiée
	Y-Y	12,06	5,39 < 15	Vérifiée	196,12 < 201,63	Vérifiée
Appui		12,06	4,30 < 15	Vérifiée	156,30 < 201,63	Vérifiée

### Vérification des espacements

La fissuration est nuisible, donc pour les deux sens on a :

$$S_t \leq \min (2e ; 25 \text{ cm} ) = 25 \text{ cm}$$

Schéma de ferrailage du radier

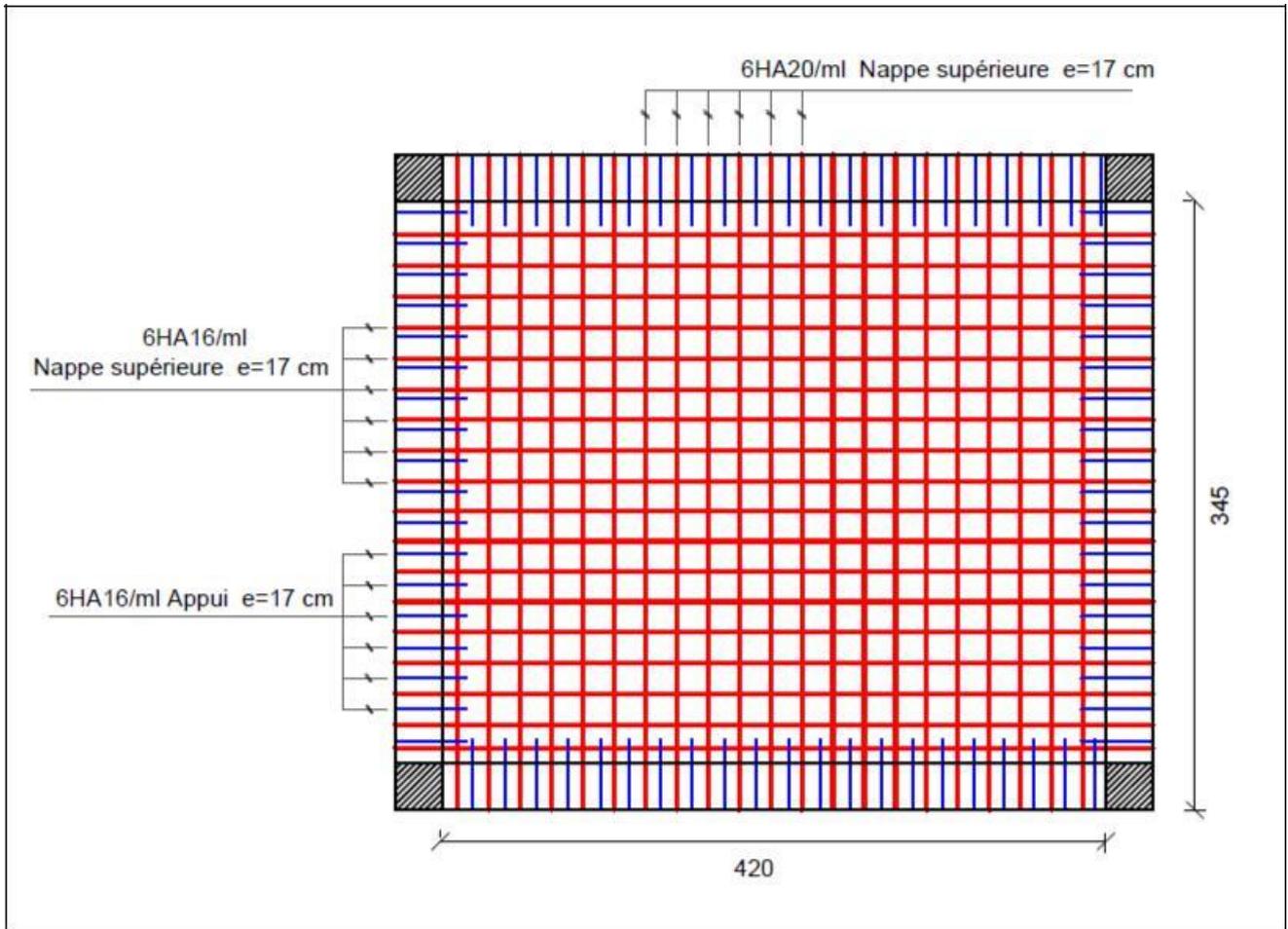


Figure V.8. Schéma de ferrailage du radier.

V.4.6.Ferrailage du débord

Le débord se calcule comme une dalle pleine, dans notre cas la dalle repose sur trois appuis,

avec  $\left( \rho = \frac{1,2}{3,3} = 0,36 < 0,4 \right)$ , donc il est assimilé à une console de 1,20 m de longueur soumis à

( )

- **Calcul des sollicitations**

$$\{ Q = 193,21 \text{ KN}$$

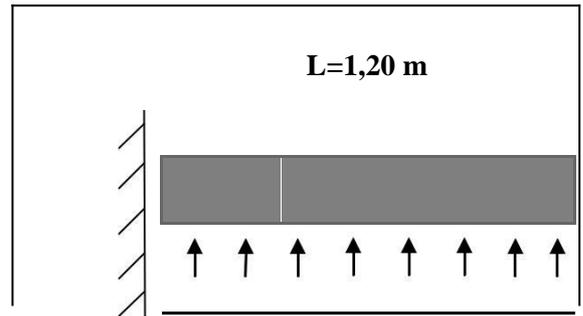
$\{ u$

$$\{ Q_s = 141,30 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l^2}{2} = 1,20^2 \\ \frac{1}{2} \times 193,21 \times 1,20^2 = 139,11 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser} = q_s \times \frac{l^2}{2} = 141,30 \times \frac{1,20^2}{2} = 101,73 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

la flexion simple.



**Figure V.9.** Schéma statique du débord.

Les résultats du ferrailage du débord sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.6.**Tableau de ferrailage du débord.

Localisation	( )	( )	( )	( )	( )	( )
Nappe inférieure	139,11	14,15	4,22	6HA14+6HA12 =16,03	4,01	5HA12 =5,65

**Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau_u = \min \left( \frac{0,15 f_c^{2/3}}{\gamma} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u \times l = 230,55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = 0,768 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

**Vérification des contraintes à l'ELS**

Le tableau ci-dessous résume la vérification des contraintes à l'ELS du débord :

**Tableau V.7.**Vérification des contraintes du débord.

Localisation	( )	( )	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$ (MPa)	Obs
Nappe inférieure	101,73	16,03	7,73 < 15	Vérifiée	237,67 > 201,63	Non vérifiée

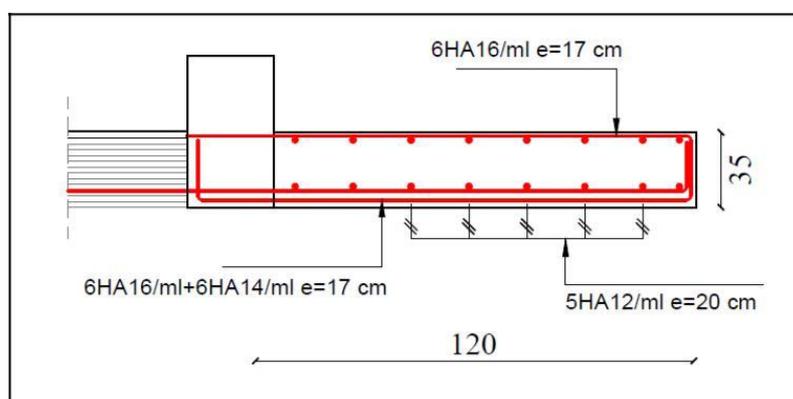
La contrainte de traction des aciers n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calcul des armatures à l'ELS du débord :

**Tableau V.8.** Vérification des contraintes à l'ELS du débord après augmentation du ferrailage.

Localisation		$\beta$	$\alpha$			$\sigma \leq \sigma_{el}$ (MPa)	Obs
Nappe inférieure	101,73	4,11	0,308	18,74	6HA16+6HA14 =21,30	181,41 < 201,63	Vérifiée

#### V.4.7. Schéma de ferrailage du débord



*Figure V.10.* Schéma de ferrailage du débord.

**V.5. Etude des nervures**

Les nervures sont des poutres de section en « T » renversées, noyées dans le radier. Elles servent d'appuis pour la dalle du radier, et sont calculées à la flexion simple.

**V.5.1. Calcul des sollicitations**

La répartition des charges sur chaque travée s'effectue en fonction des lignes de ruptures (répartition triangulaire ou trapézoïdale), comme indiqué sur la figure ci-dessous :

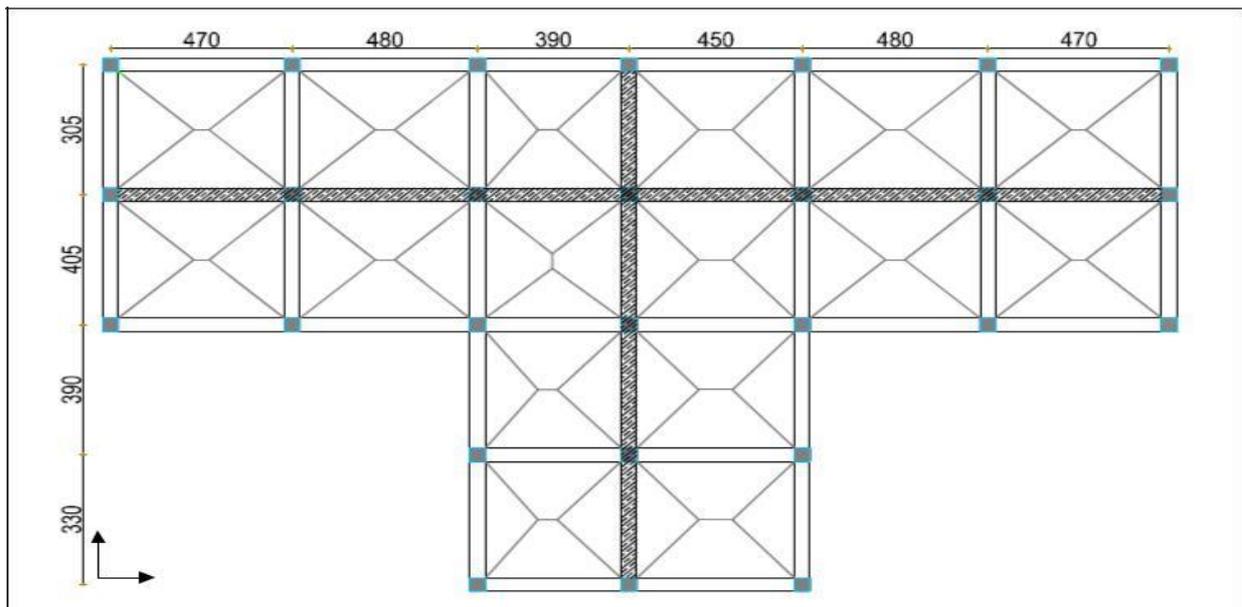


Figure V.11. Schéma des lignes de ruptures.

**Remarque :** Pour l'étude des nervures, on s'intéresse au cas le plus défavorable (voir les nervures hachurées dans les deux sens, figure V.11).

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges « q » équivalentes uniformément réparties.

- **Charges triangulaires**

- Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_m = \frac{2}{3} \times P \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times P \times l_x \end{array} \right.$$

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour le cas des poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions seront divisées sur deux.

### Charges trapézoïdales

$$\left\{ \begin{array}{l} |q_m| \\ |q_v| \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{P_2}{2} \left[ \left( \rho_g \right) \left( \rho_d \right) \right] \\ \left[ \left( 1 - \frac{g}{L_{xg}} \right) \left( 1 - \frac{d}{L_{xd}} \right) \right] \\ \left[ \left( 3 \right) \left( 3 \right) \right] \\ \frac{P_2}{2} \left[ \left( \rho \right) \left( \rho \right) \right] \\ \left[ \left( 1 - \frac{g}{L_{xg}} \right) \left( 1 - \frac{d}{L_{xd}} \right) \right] \\ \left[ \left( 2 \right) \left( 2 \right) \right] \end{array} \right.$$

Avec :

$\rho$  : Charge répartie sur la surface du radier.

$q_m$  : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

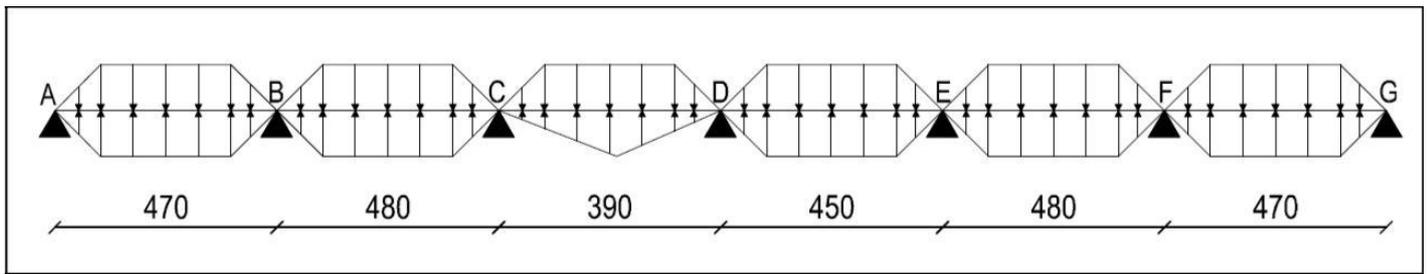
$q_v$  : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho_g = \frac{L_{vg}}{L_y} ; \quad \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

Pour chaque sens, le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable, puis l'étude sera généralisée sur toutes les nervures. Pour la détermination des sollicitations, on utilisera la méthode de Caquot.

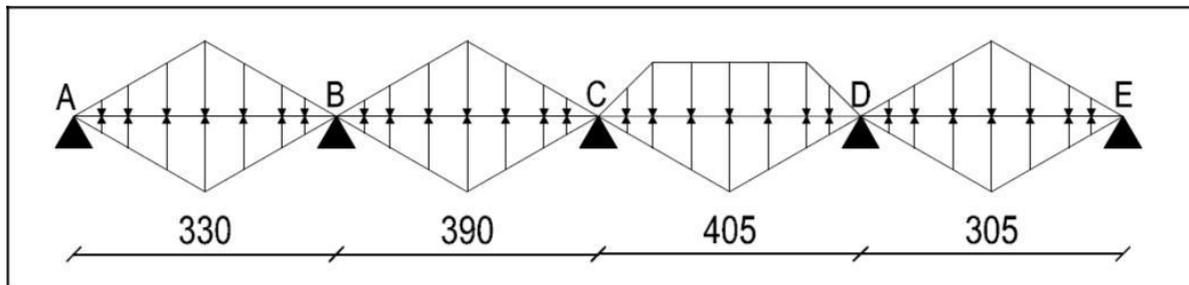
Les nervures les plus défavorables sont montrées sur les figures ci-dessous :

**Sens X-X**



*Figure V.12.* Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x.

**Sens Y-Y**



*Figure V.13.* Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y.

**Calcul du chargement**

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_u = N_u - P_u = 70499,19 - 1,35 \times (2338,8) \\ N'_s = N_s - P_s = 51564,24 - 2338,8 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N'_u = 67341,81 \text{ KN} \\ N'_s = 49225,44 \text{ KN} \end{array} \right.$$

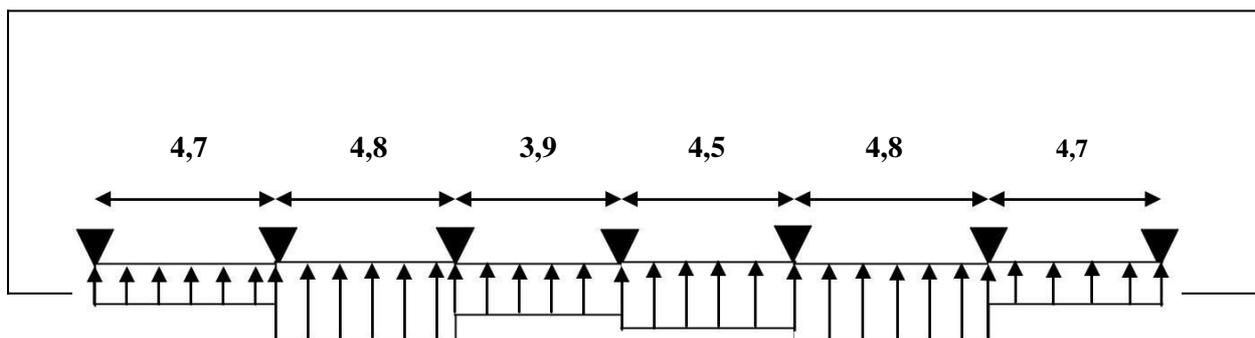
Soit :

$$P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = 184,55 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = 134,90 \text{ KN/m}^2$$

On obtient donc :

**Sens X-X**



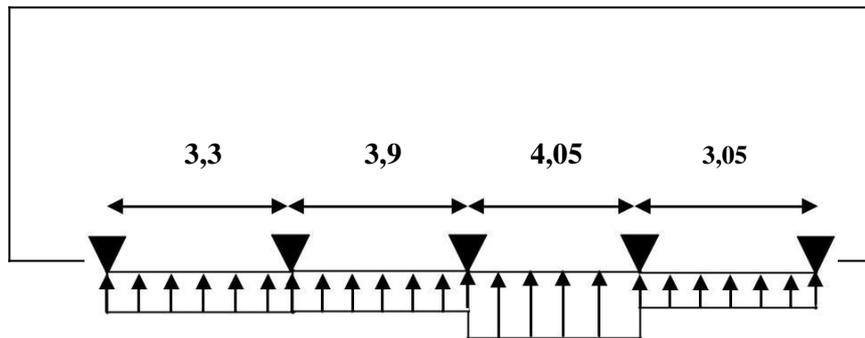
*Figure V.14.* Schéma statique de la nervure selon le sens x-x.

Le tableau ci-dessous récapitule le chargement sur les travées dans le sens x-x :

**Tableau V.9.**Chargement sur les travées du sens x-x.

Chargement	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée G-H
$q^u$ (KN/m) <i>m</i>	447,71	869,62	572,66	861,79	869,62	447,71
$q^s$ (KN/m) <i>m</i>	327,26	635,50	418,45	628,52	635,50	327,26
$q_v$ (KN/m)	348,33	672,19	437,10	666,50	672,19	348,33

**Sens Y-Y**



**Figure V.15.**Schéma statique de la nervure selon le sens y-y.

Le tableau ci-dessous récapitule le chargement sur les travées dans le sens y-y :

**Tableau V.10.**Chargement sur les travées du sens y-y.

Chargement	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E
$q^u$ (KN/m)	334,49	334,49	602,55	301,43
$q^s$ (KN/m)	244,50	244,50	440,44	220,33
$q_v$ (KN/m)	334,49	334,49	457,21	301,43

**Calcul des sollicitations**

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit rajouter le poids des nervures qui sont des charges uniformément réparties.

$$P^U = 1,35 \times b_{ner} \times h \times \gamma = 1,35 \times 0,6 \times 0,80 \times 25 = 16,20 \text{ KN/m}$$

Donc :  $P^S = b_{ner} \times h \times \gamma = 0,6 \times 0,80 \times 25 = 12 \text{ KN/m}$

$$P^S = b_{ner} \times h \times \gamma = 0,6 \times 0,80 \times 25 = 12 \text{ KN/m}$$

$$P^S = b_{ner} \times h \times \gamma = 0,6 \times 0,80 \times 25 = 12 \text{ KN/m}$$

Les résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS respectivement, sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.11.** Sollicitations dans les nervures à l'ELU dans les deux sens.

Sens	Travée	L (m)	$q_m$ (Kn/m)	$M_g$ (Kn/m)	$M_d$ (Kn/m)	$x_0$ (m)	$M_0$ (Kn.m)	$M_t$ (Kn.m)
<b>X-X</b>	A-B	4,7	463,91	0	-1354,49	1,729	1191,52	693,241
	B-C	4,8	885,82	-1354,49	-1150,141	2,448	2550,14	<b>1299,869</b>
	C-D	3,9	588,86	-1150,141	-1030,251	2,002	1118,77	30,176
	D-E	4,5	877,99	-1030,251	-1440,882	2,146	2217,66	991,588
	E-F	4,8	885,82	-1440,882	-1354,49	2,42	2550,98	1153,658
	G-H	4,7	463,91	-1354,49	0	2,971	1191,52	693,241
<b>Y-Y</b>	A-B	3,3	350,69	0	-426,125	1,282	453,63	288,088
	B-C	3,9	350,69	-426,125	-586,311	1,833	664,34	162,937
	C-D	4,05	618,75	-586,311	-562,182	2,035	1268,59	<b>694,413</b>
	D-E	3,05	317,63	-562,182	0	2,105	315,91	141,735

Tableau V.12.Sollicitations dans les nervures à l'ELS dans les deux sens.

Sens	Travée	L (m)	$q_m$ (Kn/m)	$M_g$ (Kn/m)	$M_d$ (Kn/m)	$x_0$ (m)	$M_0$ (Kn.m)	$M_t$ (Kn.m)
<b>X-X</b>	A-B	4,7	339,26	0	-990,308	1,729	871,36	507,058
	B-C	4,8	647,50	-990,308	-840,717	2,448	1864,05	950,037
	C-D	3,9	430,45	-840,717	-752,056	2,002	817,81	22,607
	D-E	4,5	640,52	-752,056	-1052,302	2,146	1617,85	722,612
	E-F	4,8	647,50	-1052,302	-990,308	2,42	1864,67	843,624
	G-H	4,7	339,26	-990,308	0	2,971	871,36	507,058
<b>Y-Y</b>	A-B	3,3	256,50	0	-311,675	1,282	331,79	210,711
	B-C	3,9	256,50	-311,675	-428,759	1,833	485,91	119,211
	C-D	4,05	452,44	-428,759	-411,116	2,035	927,62	507,727
	D-E	3,05	232,33	-411,116	0	2,105	231,07	103,7

## V.5.2. Ferrailage des nervures

Le ferrailage se fera pour une section en « T » à la flexion simple.

### Détermination de la largeur b

Données de calcul:

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 80 \text{ cm} ; b = 60 \text{ cm} \\ \vdots \\ \vdots \end{array} \right.$$

|

}

$$\left\{ \begin{array}{l} h_0 = 35 \text{ cm} ; d = 75 \text{ cm} \\ \vdots \\ \vdots \end{array} \right.$$

$$b - b \quad (L \quad L_y)$$

On a:  $\frac{b - b}{2} \leq \min \left\{ \frac{L}{2} ; \frac{L_y}{10} \right\}$  ; — |CBA93 (Art. 4.1.3)

$$\frac{b - b}{2} \leq \min \left\{ \frac{L}{2} ; \frac{L_y}{10} \right\}$$

**Sens X-X :**

$$b - 0,60 \quad (4,2 \quad 2,45)$$

$\frac{b - 0,60}{2} \leq \min \left\{ \frac{L}{2} ; \frac{L_y}{10} \right\} \Rightarrow b \leq 1,09 \text{ m}$

$$\frac{b - 0,60}{2} \leq \min \left\{ \frac{L}{2} ; \frac{L_y}{10} \right\}$$

**Sens Y-Y :**

$$b - 0,60 \quad (3,45 \quad 3,30)$$

$\frac{b - 0,60}{2} \leq \min \left\{ \frac{L}{2} ; \frac{L_y}{10} \right\} \Rightarrow b \leq 1,26 \text{ m}$

$$\frac{b - 0,60}{2} \leq \min \left\{ \frac{L}{2} ; \frac{L_y}{10} \right\}$$

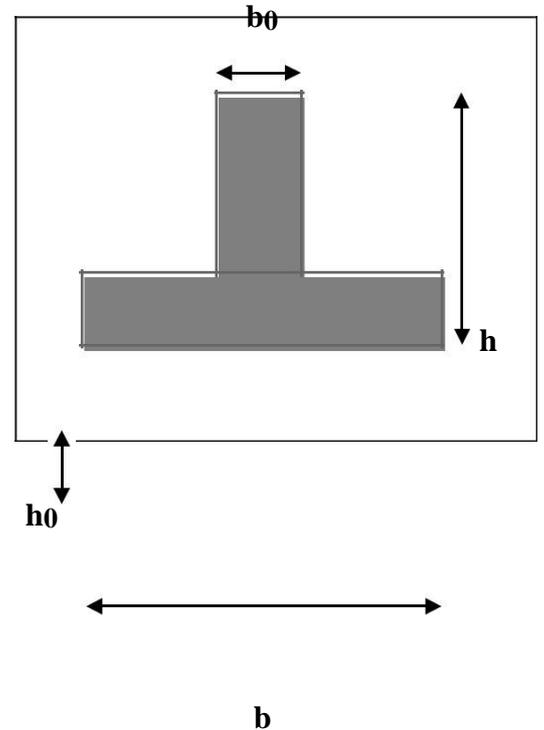


Figure V.16. Section à ferrailer.

{ | Sens x - x : b = 100 cm

On opte alors : {

| { Sens y - y : b = 125 cm

Les résultats du ferrailage des nervures sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.13.**Tableau des résultats du ferrailage des nervures

Localisation		( )	( )	( )	( )
Travée	X-X	1299,86	54,7	9,05	6HA25+10HA20=60,87
	Y-Y	694,41	27,6	11,32	6HA20+6HA14=28,09
Appui	X-X	-1440,88	61,4	9,05	12HA25+2HA20=65,19
	Y-Y	-586,31	23,16	11,32	10HA16+2HA14=23,18

**V.5.3. Vérifications à l'ELU**

**Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_u = \min(0,1 f_c ; 28 ; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$

Avec :

{  $1678,41 \times 10^{-3}$

$$|Sens x-x : \tau_u = \frac{1258,92 \times 10^{-3}}{1 \times 0,75} = 2,24 \text{ MPa}$$

|

$$\left\{ \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right.$$

$$|Sens y-y : \tau_u = \frac{1258,92 \times 10^{-3}}{1,25 \times 0,75} = 1,34 \text{ MPa}$$

|

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\}$$

Donc : Pas de risque de rupture par cisaillement.

## 2. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{t \max} \right) = \min (22,85; 60; 25 \text{ mm}) \Rightarrow \phi_t \leq 22,85 \text{ mm} \text{ Soit : } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$A_t = 6 \text{ HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

## 3. Espacements des aciers transversaux

$$|S_t \leq \min (0,9 d; 40 \text{ cm}) \leq 40 \text{ cm}$$

|

$$| \quad A_t \times f_e$$

$$|S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \leq 78,5 \text{ cm}$$

|

$$|S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \leq 15,60 \text{ cm}$$

|

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\}$$

On opte pour :  $S_t = 15 \text{ cm}$  en travée ; et  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale.

**4. Armatures de peau**

D'après le CBA (Art. A.7.3), on doit mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures, vue la hauteur de la section des nervures qui est importante.

$$A_p = 0,2\% (b_0 \times h) = 0,002 \times (60 \times 80) = 9,6 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_p = 2 \text{ HA16} + 4 \text{ HA14} = 10,18 \text{ cm}^2$

**V.5.4. Vérifications à l'ELS**

La vérification des contraintes pour le béton et les aciers à l'ELS, se fait comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser} \\ |\sigma_{bc}| = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \\ \left\{ \begin{array}{l} M_{ser} \\ |\sigma_s| = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_s = 201,63 \text{ MPa.} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul des contraintes pour les nervures, sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.14.** Vérification des contraintes des nervures à l'ELS.

Localisation		( )	Y (cm)	I ( )	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	950,03	28,98	2744979,8	10,03 < 15	Vérifiée	238,87 > 201,63	Non vérifiée
	Y-Y	507,72	19,36	1606765,6	6,11 < 15	Vérifiée	263,69 > 201,63	Non vérifiée
Appui	X-X	-1052,3	29,74	2879896,2	10,87 < 15	Vérifiée	248,01 > 201,63	Non vérifiée
	Y-Y	-428,75	17,83	1372605,5	5,57 < 15	Vérifiée	267,85 > 201,63	Non vérifiée

La contrainte de traction dans les aciers n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Les tableaux ci-dessous résument les résultats de calcul des armatures à l'ELS ainsi que leur vérification :

**Tableau V.15.** Calcul des armatures des nervures à l'ELS.

Localisation		( )	$\beta$ ( )	$\alpha$ ( )	( )	( )
Travée	X-X	950,03	8,37	0,413	72,85	6HA32+6HA25=77,71
	Y-Y	507,72	3,58	0,290	37,16	8HA25=39,27
Appui	X-X	-1052,3	9,27	0,430	81,22	6HA32+8HA25=87,52
	Y-Y	-428,75	3,02	0,269	31,14	6HA25+2HA20=35,74

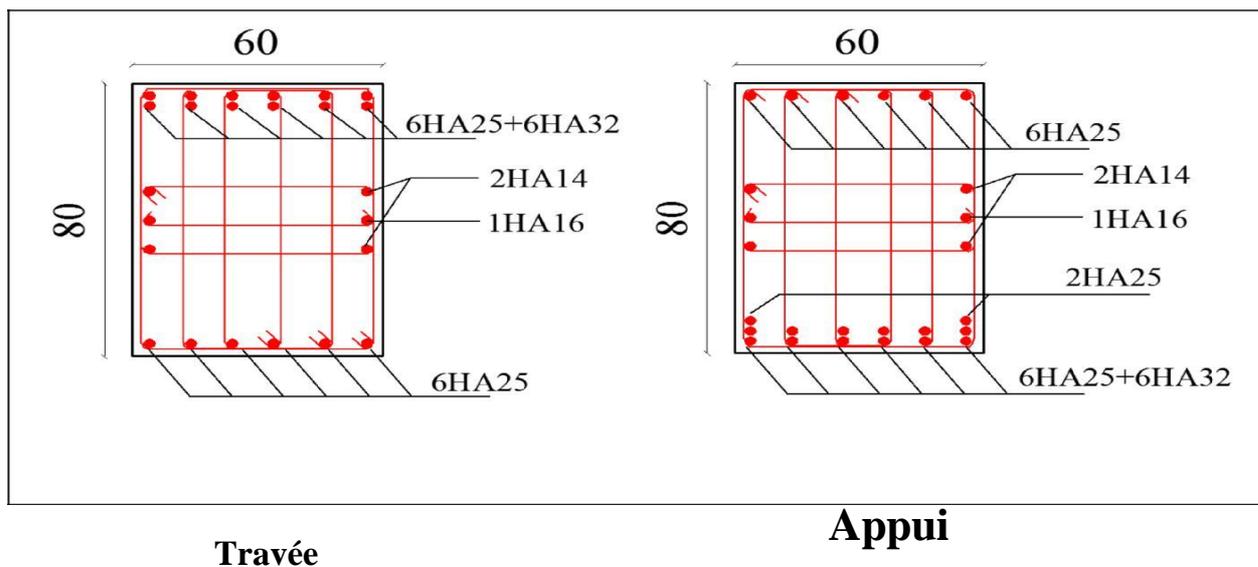
**Tableau V.16.** Vérification des contraintes dans les nervures après augmentation du ferrailage.

Localisation		$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st}$	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	77,71	9,28 < 15	Vérifiée	189,78	189,78 < 201,63	Vérifiée
	Y-Y	39,27	5,39 < 15	Vérifiée	191,34	191,34 < 201,63	Vérifiée
Appui	X-X	87,52	12,89 < 15	Vérifiée	188,01	188,01 < 201,63	Vérifiée
	Y-Y	35,74	4,71 < 15	Vérifiée	176,79	176,79 < 201,63	Vérifiée

**V.5.5. Schéma de ferrailage des nervures**

Les schémas de ferrailage des nervures sont représentés dans la figure ci-dessous :

Sens x-x :



Sens y-y :

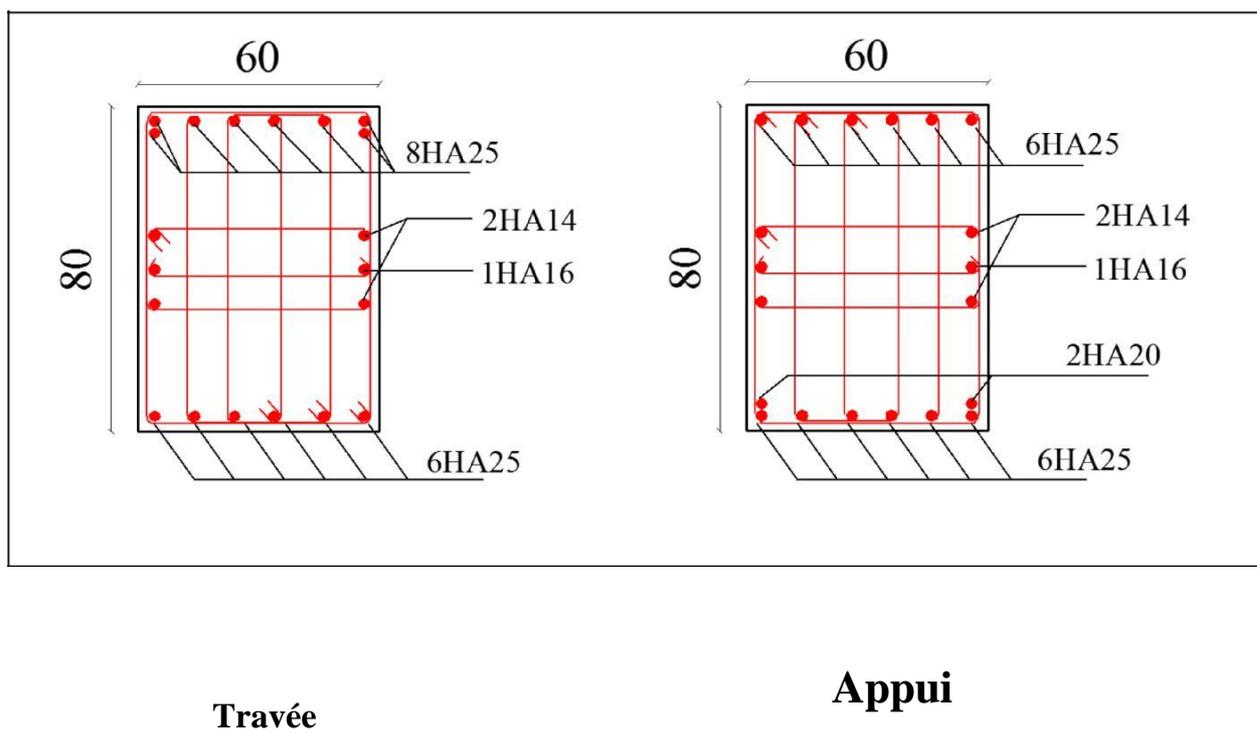


Figure V.17. Schémas de ferrailage des nervures.

## V.6. Etude du mur périphérique

### Introduction

Selon le **RPA99v2003 (Art. 10.1.2)** les ossatures au dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

L'épaisseur minimale est de 15 cm.

Il doit contenir deux nappes d'armatures.

Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens.

Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

- **Dimensions du mur**

{ La hauteur :  $h = 3,06 \text{ m}$

|  
 { La longueur :  $L = 4,2 \text{ m}$

|  
 { L'épaisseur :  $e = 20 \text{ cm}$

### Caractéristiques du sol

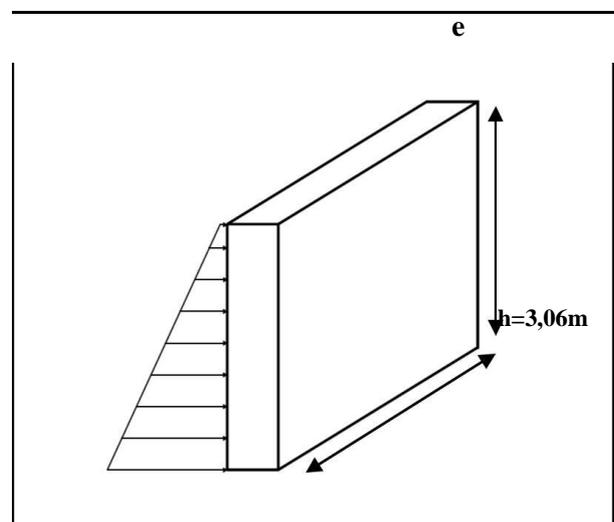
{ Le poids spécifique :  $\gamma = 21 \text{ KN} / \text{m}^3$

|  
 {  $h$

|  
 { L'angle de frottement :  $\varphi = 19,29^\circ$

|  
 { La cohésion :  $c = 0,26 \text{ bars}$

|  
 {



$L_y = 4,2 \text{ m}$

*Figure V.18.* Poussée des terres sur le

**Remarques :**

L'expérience montre que le rôle de la cohésion qui varie dans le temps est mal connu, et difficilement mesurable, c'est pour cela qu'elle sera négligée dans les calculs, par sécurité  $C=0$ .

Un drainage des eaux est prévu derrière le mur, la poussée hydrostatique est donc négligée.

**V.6.1. Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis à

**a) La poussée des terres**

$$G = \frac{1}{2} h \times \gamma \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$G = \frac{1}{2} \times 3,06 \times 21 \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{19,29^\circ}{2} \right) - 2 \times 0 \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{19,29^\circ}{2} \right) \Rightarrow G = 32,35 \text{ KN/m}^2$$

**b) Surcharge**

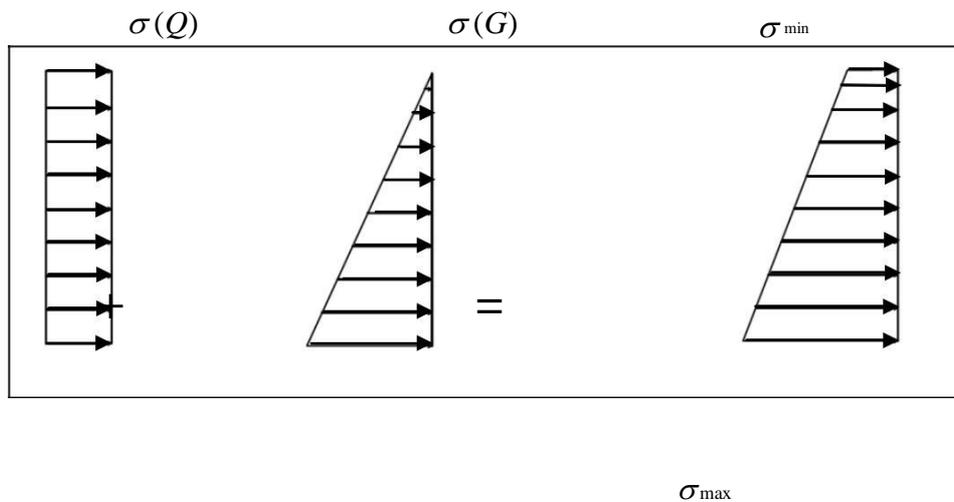
On a:  $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$= q \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$= 10 \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - 19,29^\circ \right) \Rightarrow Q = 5,03 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**V.6.2. Calcul des sollicitations**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée , l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations



**Figure V.19.**Répartitions des contraintes sur le mur.

## Calcul à l'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} = 1,5 \times Q = 1,5 \times 5,03 = 7,545 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 32,35 + 1,5 \times 5,03 = 51,21 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 51,21 + 7,545}{4} = 40,29 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 40,29 \times 1 \text{ ml} = 40,29 \text{ KN} / \text{m} \end{array} \right.$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} l = 2,66 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m} \\ \text{et} \\ l'_y = 3,60 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$= \frac{2,66}{3,60} = 0,74 > 0,4 \text{ Le panneau fléchit selon les deux sens.}$$

**Calcul des moments isostatique**

$$\mu_x = 0,0633$$

On a :  $\rho = 0,74 \Rightarrow$

$$\mu_y = 0,4938$$

$$M_0^x = \mu_x \times q \times l^2 = 0,0633 \times 40,29 \times 2,66^2 = 18,04 \text{ KN.m}$$

{

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0,4938 \times 18,04 = 8,91 \text{ KN.m}$$

{

**Calcul des moments corrigés**

$$M_t^x = 0,85 M_0^x = 0,85 \times 18,04 = 15,33 \text{ KN.m}$$

{

$$M_t^y = 0,85 M_0^y = 0,85 \times 8,91 = 7,57 \text{ KN.m}$$

{

$$M_a = M_0 = -0,5 M_0 = -0,5 \times 18,04 = -9,02 \text{ KN.m}$$

**V.6.3. Ferrailage du mur périphérique**

Le ferrailage du mur périphérique se fait pour une bande de 1 ml.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Avec  $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$

**Tableau V.17.** Ferrailage de voile périphérique.

Localisation	sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Travée	X-X	15,33	0,048	0,0616	0,146	3,01	2	4HA10=3,14	25
	Y-Y	7,57	0,023	0,0380	0,148	1,45	2	4HA10=3,14	25
Appui	X-X	-9,02	0,028	0,0358	0,147	1,75	2	4HA10=3,14	25

#### V.6.4. Vérifications à l'ELU

##### Condition de non fragilité

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,74 > 0,4 \\ e = 20\text{cm} > 12\text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \\ A_{\min} = 1,80 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- Espacements

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x - x : S_t \leq \min ( 2e ; 25\text{cm} ) \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \\ \text{Sens } y - y : S_t \leq \min ( 3e ; 33\text{cm} ) \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \end{array} \right.$$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$V^x = \frac{q \times l}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = V^x = \frac{40,29 \times 2,66}{2} \times \frac{3,6^4}{3,6^4 + 2,66^4} = 41,28 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = V_y = \frac{40,29 \times 3,60}{2} \times \frac{2,66^4}{3,60^4 + 2,66^4}$$

$$V_u = \frac{41,28}{2} \times \frac{2}{3,60 + 2,66} = V_u = \frac{16,65}{2} \times \frac{2}{3,60 + 2,66} = 16,65 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{41,28 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,27 \leq \tau = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{16,65 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,11 \leq \tau = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Donc il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

**V.6.5. Vérifications à l'ELS**

Soit :

$$\sigma_{\max} = G + Q = 32,35 + 5,03 = 37,38 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 5,03 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Donc :

$$\sigma = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 37,38 + 5,03}{4} = 29,29 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q = \sigma \times 1 \text{ ml} = 29,29 \times 1 \text{ ml} = 29,29 \text{ KN} / \text{m}$$

### Calcul des moments isostatiques

$$\mu_x = 0,0696$$

On a :  $\rho = 0,74 \Rightarrow$

$$\mu_y = 0,6315$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l^2 = 0,0696 \times 29,29 \times 2,66^2 = 14,42 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,6315 \times 14,42 = 9,10 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

### Calcul des moments corrigés

$$M_x = 0,85 M_x = 0,85 \times 14,42 = 12,25 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 0,85 M_y = 0,85 \times 9,10 = 7,73 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_x = -0,5 \times 14,42 = -7,21 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Vérifications des contraintes**

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser}}{I} \times y < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d-y) < \sigma_s = \min \left( 2 \times e \sqrt{f_{t28}}, 110 \eta \times f_{t28} \right) = 201,63 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

**Tableau V.18.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		X (cm)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	12,25	3,31	7645,30	5,32 < 15	Vérifiée	281,02 > 201,63	Non vérifiée
	Y-Y	7,73	3,31	7645,30	3,36 < 15	Vérifiée	177,46 > 201,63	Vérifiée
Appui	X-X	7,21	3,31	7645,30	3,13 < 15	Vérifiée	165,30 > 201,63	Vérifiée

La contrainte de traction dans les aciers n'est pas vérifiée en travée dans le sens x, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Les tableaux ci-dessous résument les résultats de calcul des armatures à l'ELS ainsi que leur vérification :

**Tableau V.19.** Calcul des armatures du mur périphérique à l'ELS.

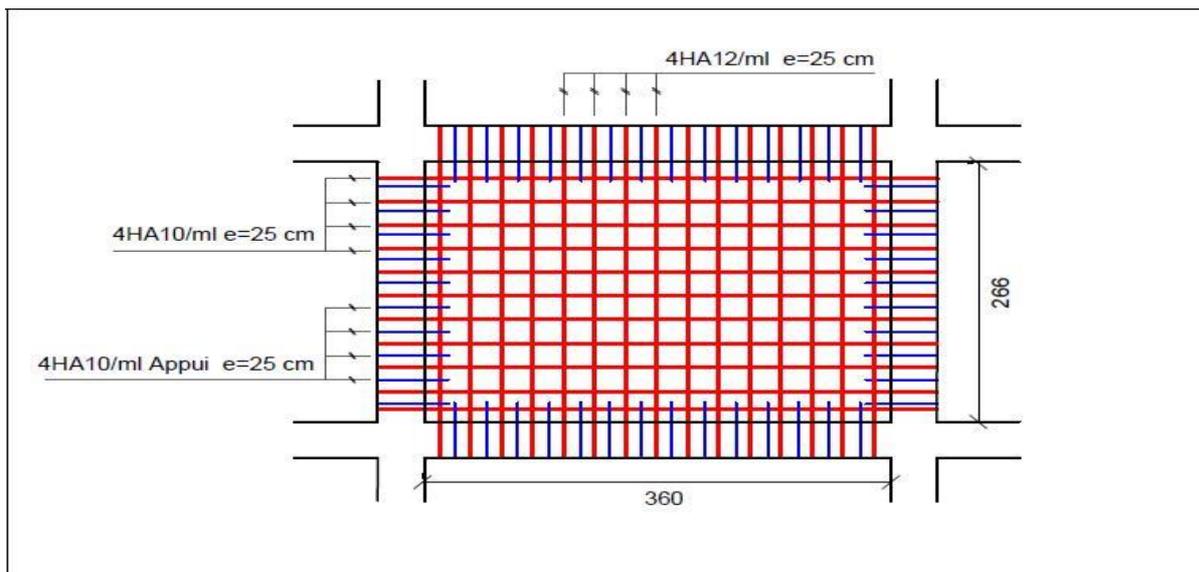
Localisation			$\beta$	$\alpha$			St (cm)
Travée	X-X	12,25	2,70	0,256	4,42	4HA12=4,52	25

**Tableau V.20.** Vérification des contraintes dans le mur après augmentation du ferrailage.

Localisation			$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	4,52	4,60 < 15	Vérifiée	197,91 < 201,63	Vérifiée

### V.6.6. Schéma de ferrailage du mur périphérique

La figure ci-dessous représente le schéma de ferrailage du mur périphérique :



**Figure V.20.** Schéma de ferrailage du mur périphérique

## Conclusion générale

Après avoir procédé lors du (Chapitre I) à passer en revue les fondamentaux sur la structure et les matériaux, des calculs préliminaires de pré dimensionnement (Chapitre II) ont été exposés et comprennent respectivement le pré dimensionnement des éléments de l'ouvrage ainsi que la descente de charges servant à fixer au préalable la section de ces éléments.

Le chapitre III a été focalisé sur l'étude des différents éléments secondaires constitutifs du bâtiment étudié, ainsi qu'à l'illustration de leurs ferrailages.

Subséquent, une étude dynamique a été effectuée (Chapitre IV) et subdivisée en deux parties distinctes ; à savoir une première partie régissant l'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique, et la satisfaction des exigences du RPA99. La partie II de ce chapitre concerne l'étude des éléments structuraux, compte tenu des efforts sismiques préalablement obtenus dans la partie I, la transmission des efforts vers ces derniers ainsi entamée. Ces efforts transmis ont été combinés selon les prescriptions des différents états limites de calcul ainsi que celles du RPA99, pour déterminer le ferrailage adéquat de ces derniers.

Enfin en Chapitre V, une étude de l'infrastructure a été menée. Cette dernière, constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrages. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place, ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure. Pour notre structure nous avons été amenés à choisir un radier nervuré, car ce dernier s'est avéré être le type de fondation qui convient le mieux à notre structure.

Plusieurs points méritent en réalité d'être mis en exergue, parmi lesquels on cite :

La modélisation doit englober tous les éléments de la structure secondaires ou structuraux, car ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur le comportement dynamique de la structure face aux sollicitations dynamiques, ainsi que sur la justification du système de contreventement mis en place, cette dernière est souvent compromise par l'aspect architectural du bâtiment.

La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, cette dernière nous a conduit à augmenter la section de ferrailage des poteaux d'une manière considérable, cela se traduit par une prédominance de l'aspect sécuritaire préconisé par le RPA99v2003 au regard de l'économie.

Les contraintes de traction dans les aciers des éléments de l'infrastructure ne sont très souvent pas vérifiées, c'est pour cela qu'on ferraille ces derniers à l'ELS.

Enfin, ce travail nous a permis de bien mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre formation, ainsi que son renforcement.





## **Bibliographie**

**BAEL91 révisées 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

**CBA 93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

**RPA99** : « Règles parasismiques Algériennes », Edition CGS, version 2003.

**DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire, Charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.

**DTR B.C.2.331** : Règles de calcul des fondations superficielles, Edition CGS, Octobre 1991.

**BELAZOUGUI, Calcul des ouvrages en béton armé**, Office des publications universitaires.

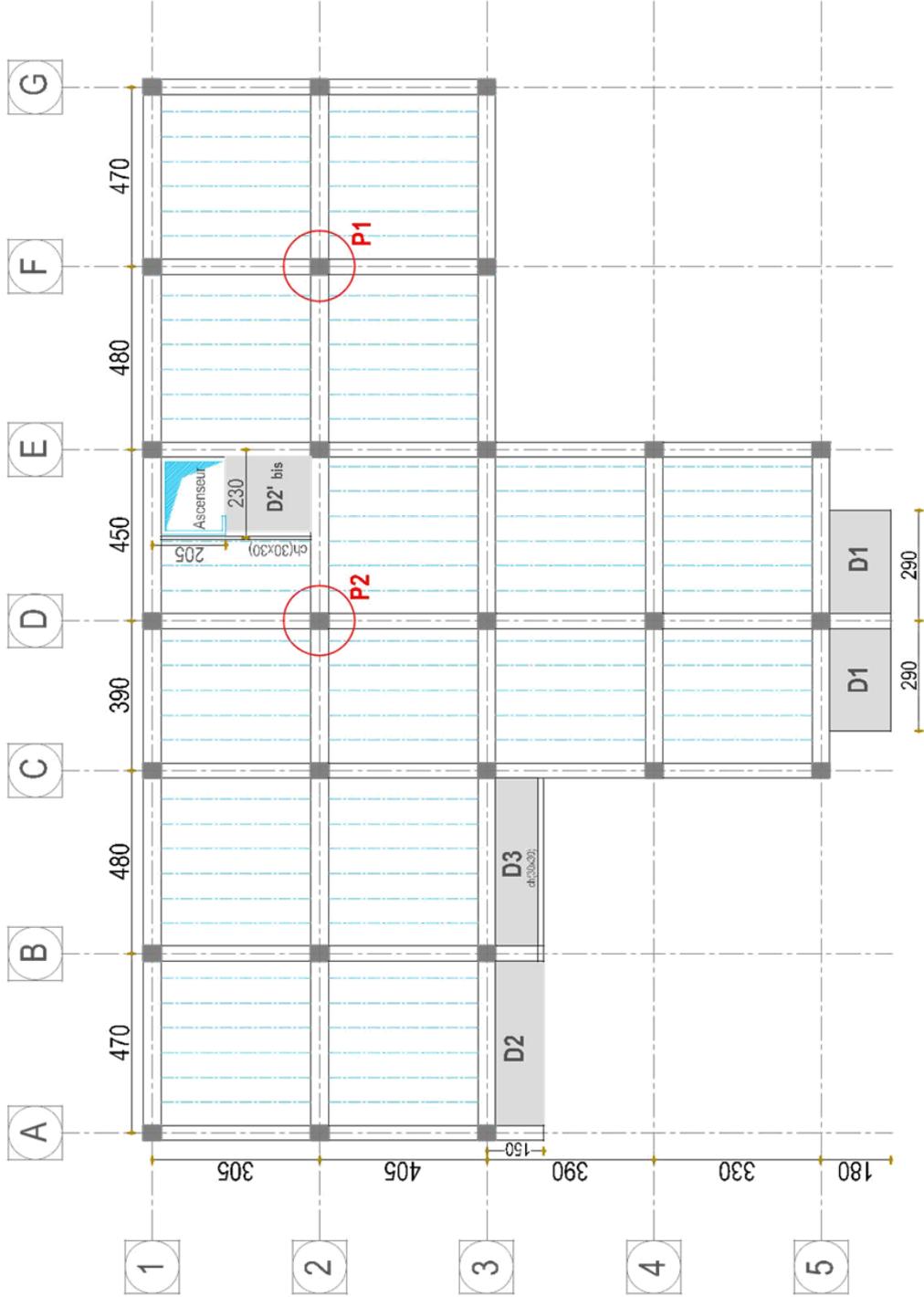
**Pratique du calcul sismique**, Guide d'application de l'Eurocode 8, Sous la direction de Victor Davidovici, avec Dominique Corvez, Alain Capra, Ghavamian, Véronique Le Corvec et Claude Saintjean, Edition Afnor.

# **Annexes**

# **Annexe :01**

**Plans de disposition des poutrelles,  
et repérage des dalles pleines.**

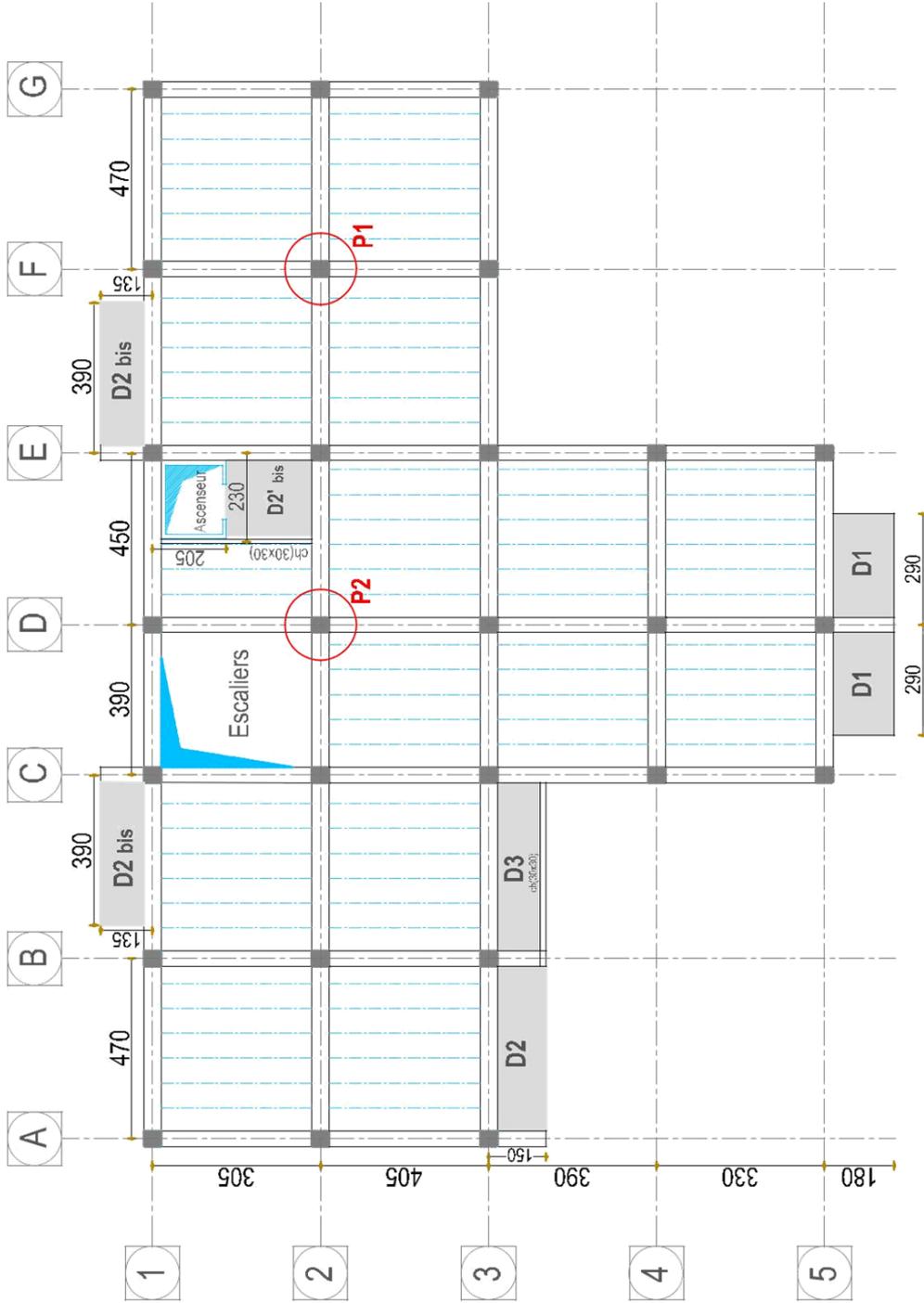
# Annexe : 1.a



N.B : Les panneaux en dalles pleine suivis du suffixe 'Bis' désignent les panneaux qui ont déjà été calculés avec une longueur Lx plus importante.

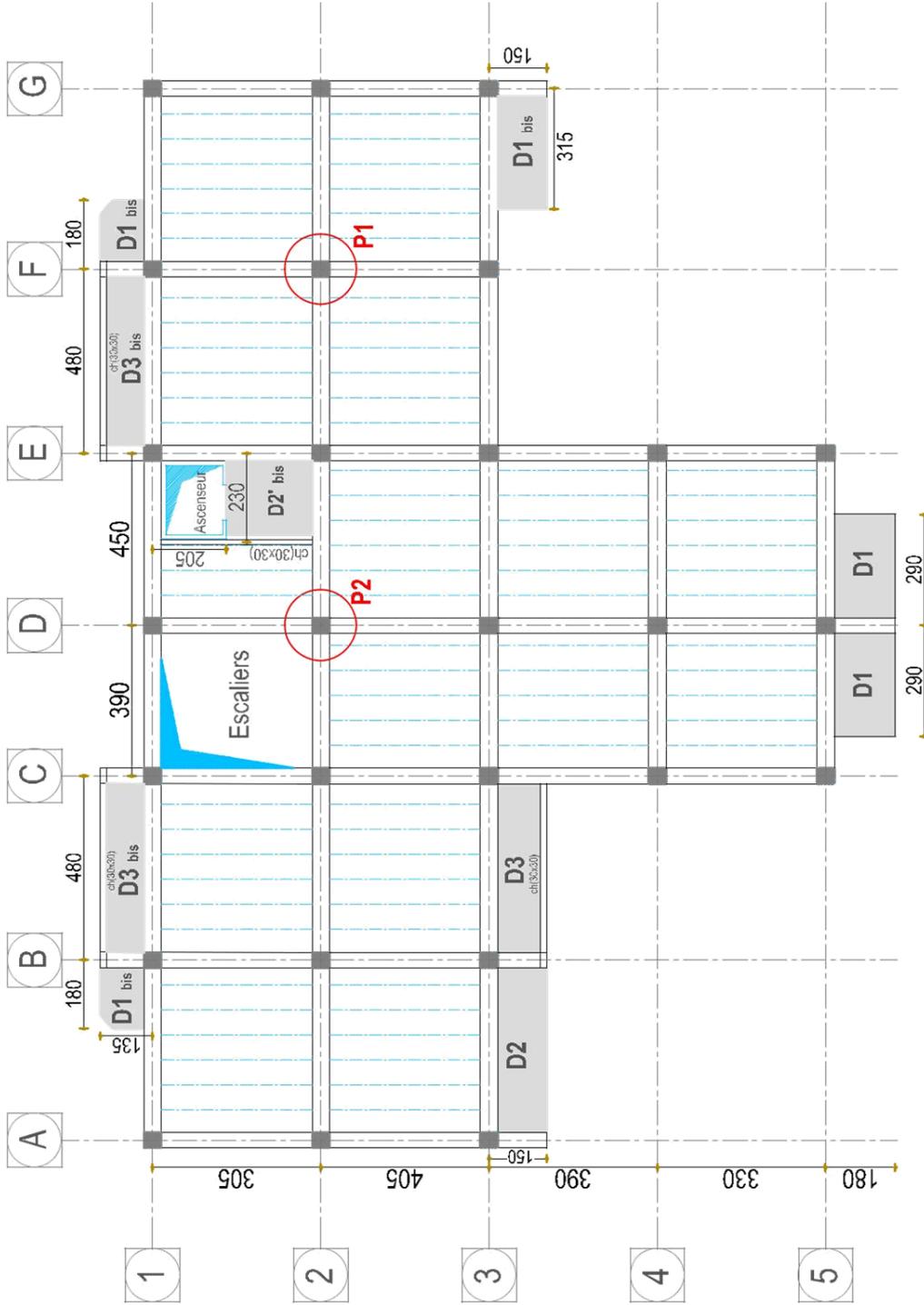
Plan de repérage des dalles pleines :  
Plancher Entre-sol

# Annexe : 1.b



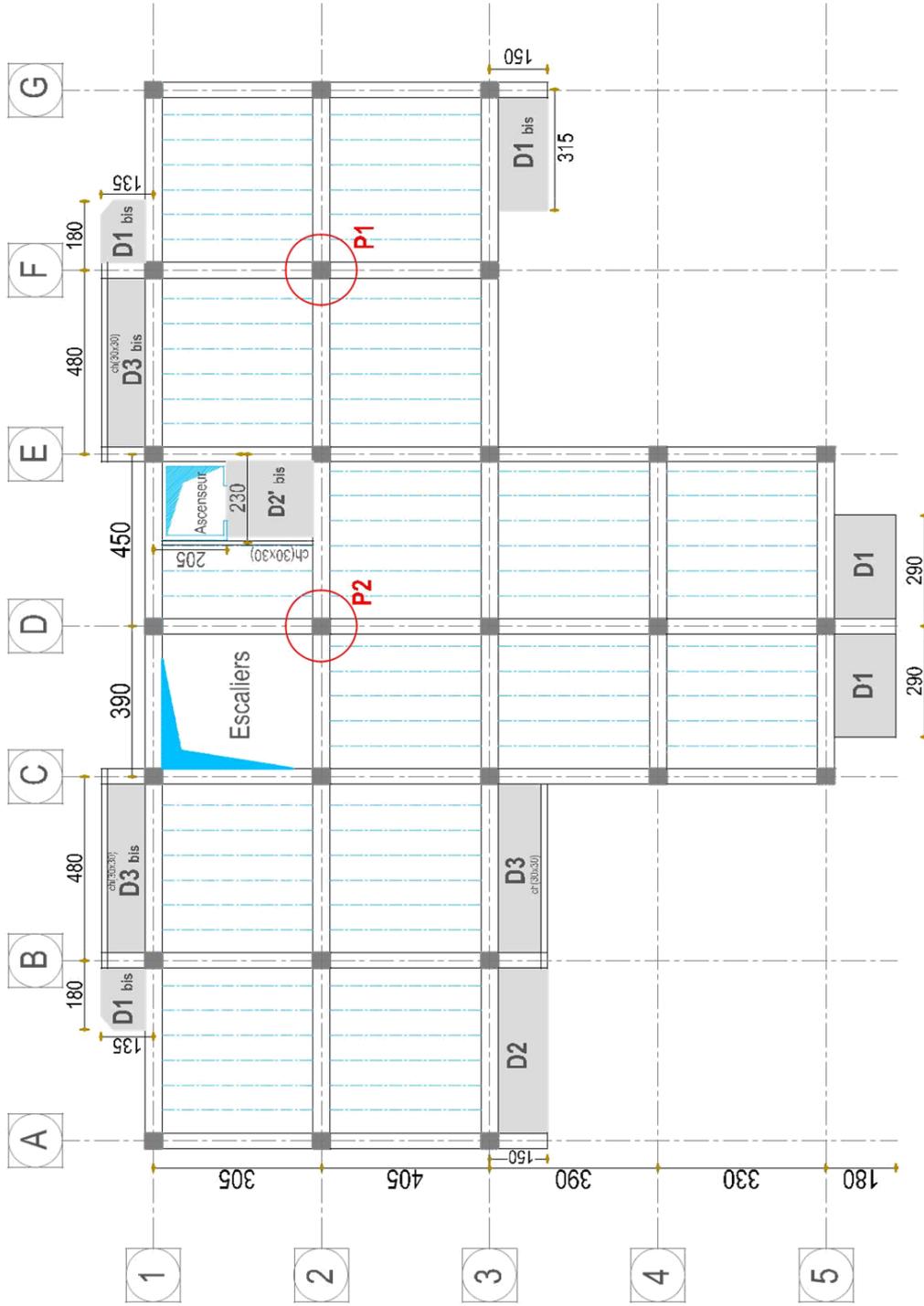
Plan de repérage des dalles pleines :  
RDC + 1er étage

# Annexe : 1.c



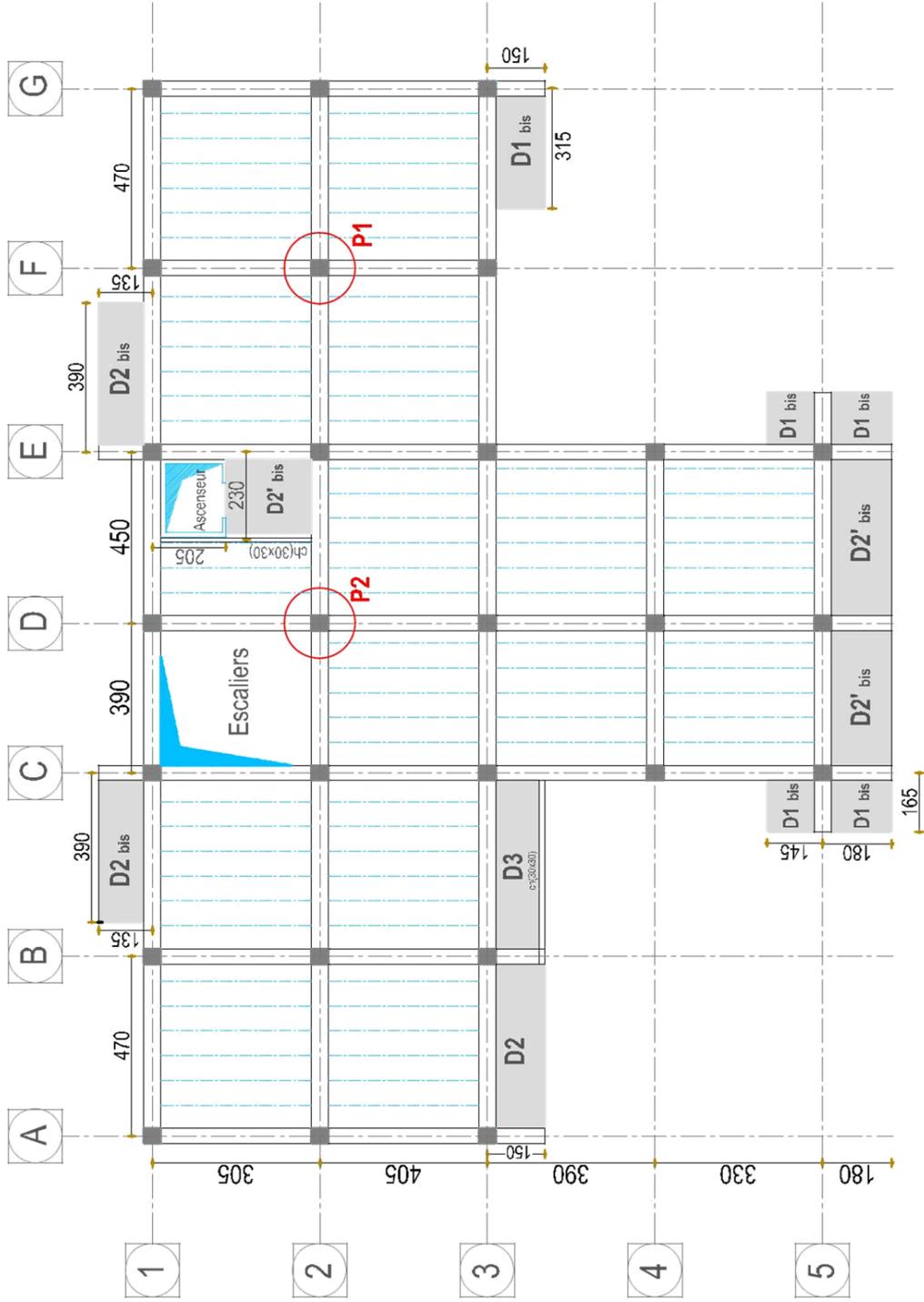
Plan de repérage des dalles pleines :  
2 ème étage

# Annexe : 1.d



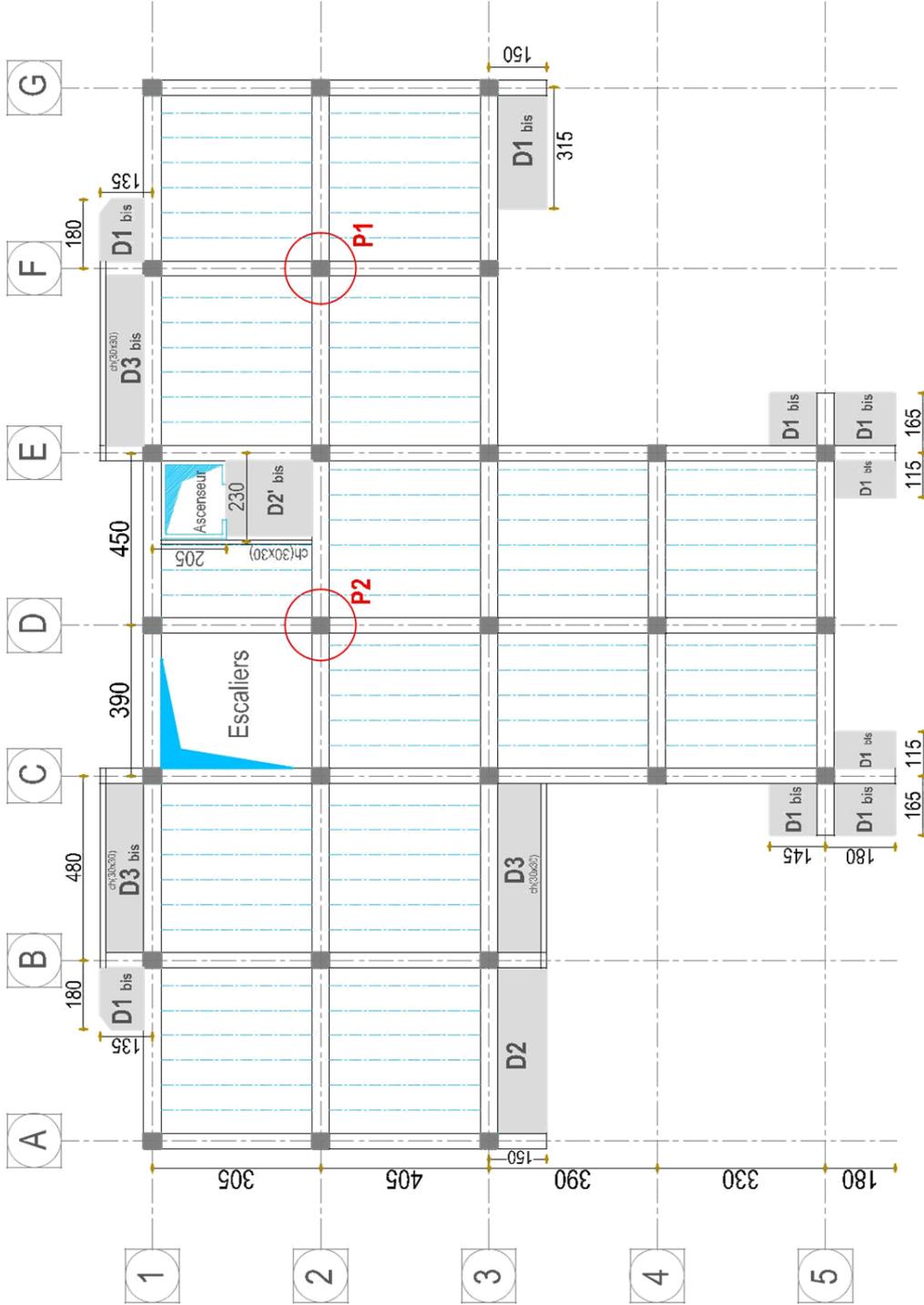
Plan de repérage des dalles pleines :  
3<sup>ème</sup> étage

# Annexe : 1.e



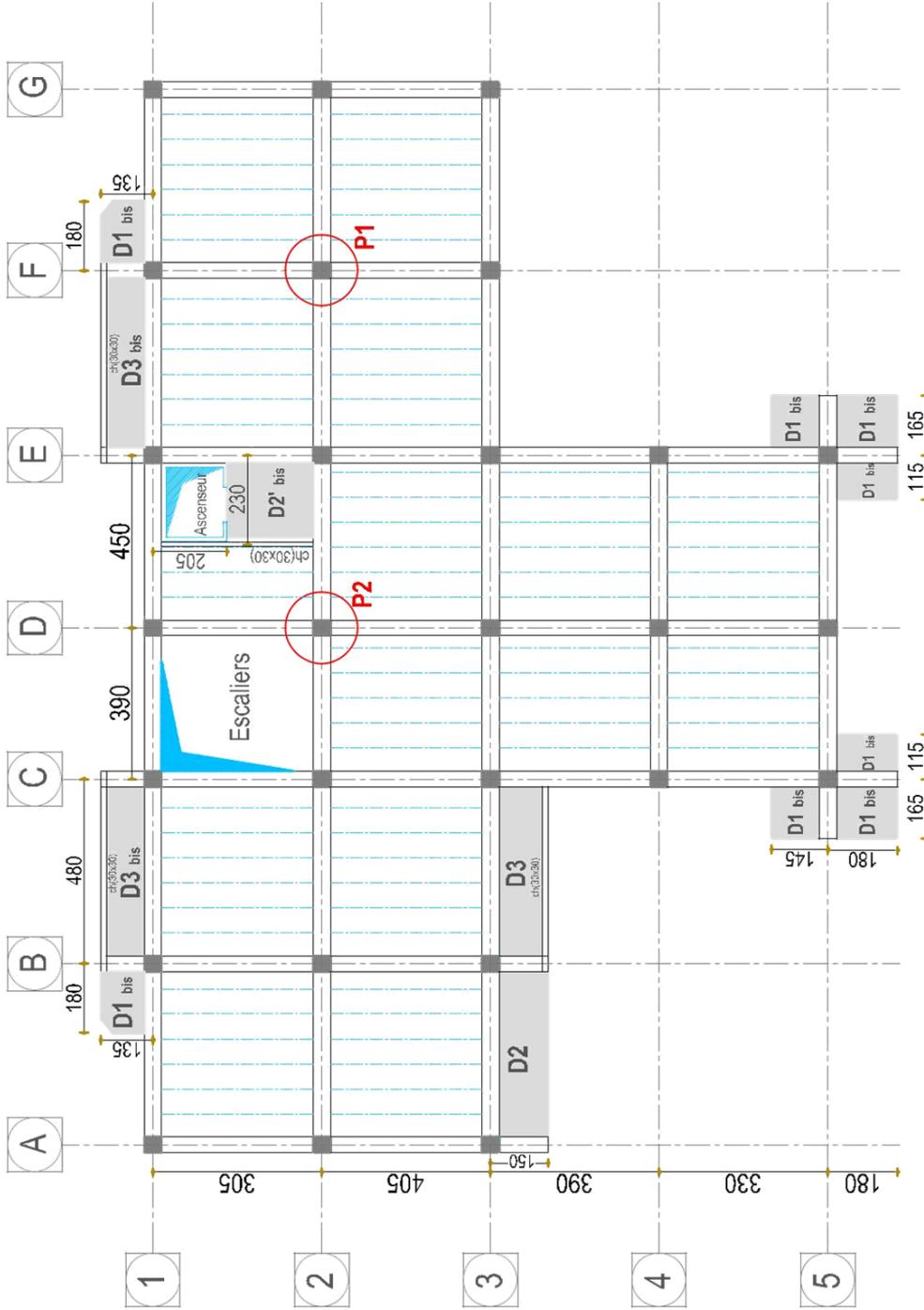
Plan de repérage des dalles pleines :  
4<sup>ème</sup> étage

# Annexe : 1.f



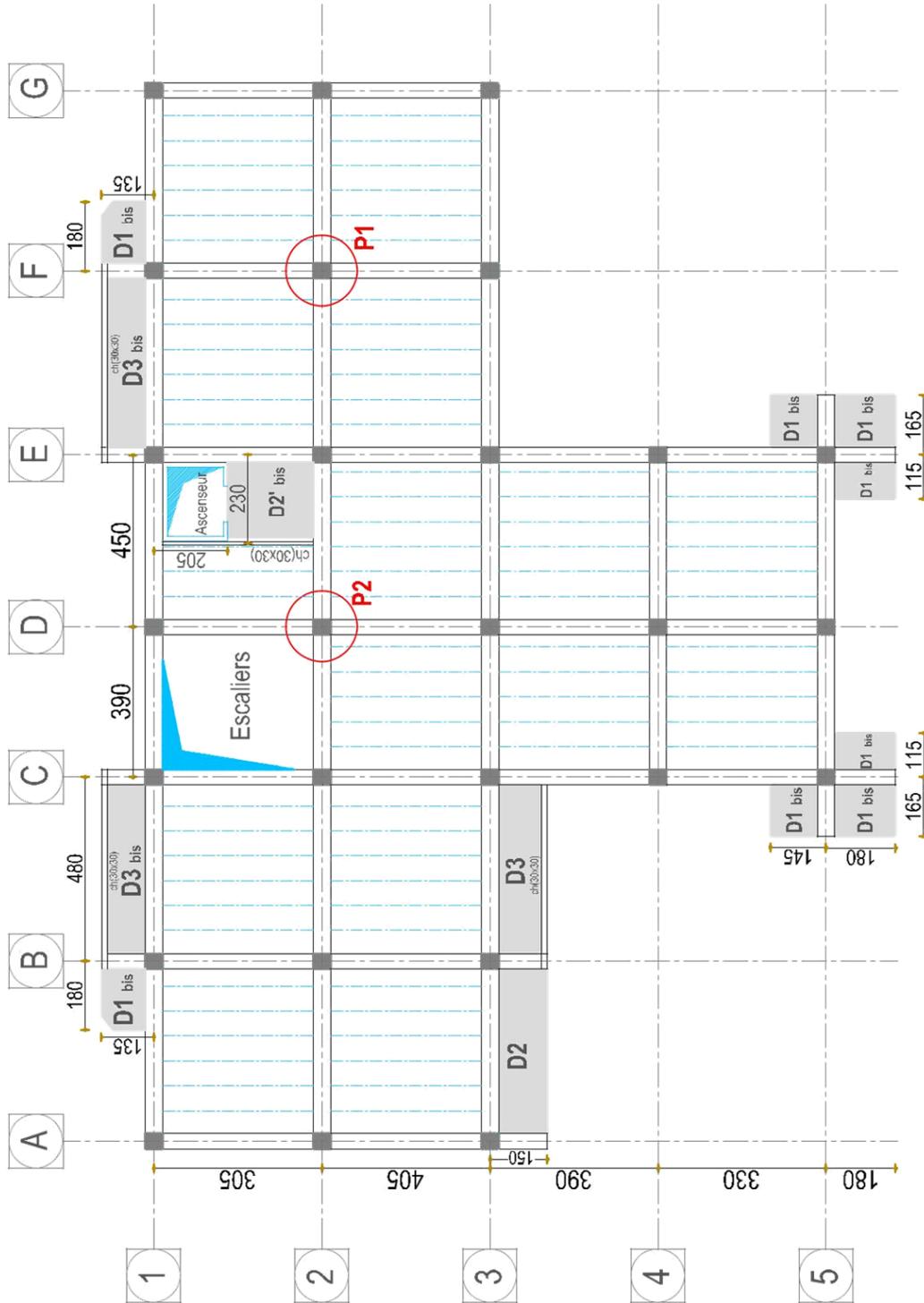
Plan de repérage des dalles pleines :  
5<sup>ème</sup> étage

# Annexe : 1.g



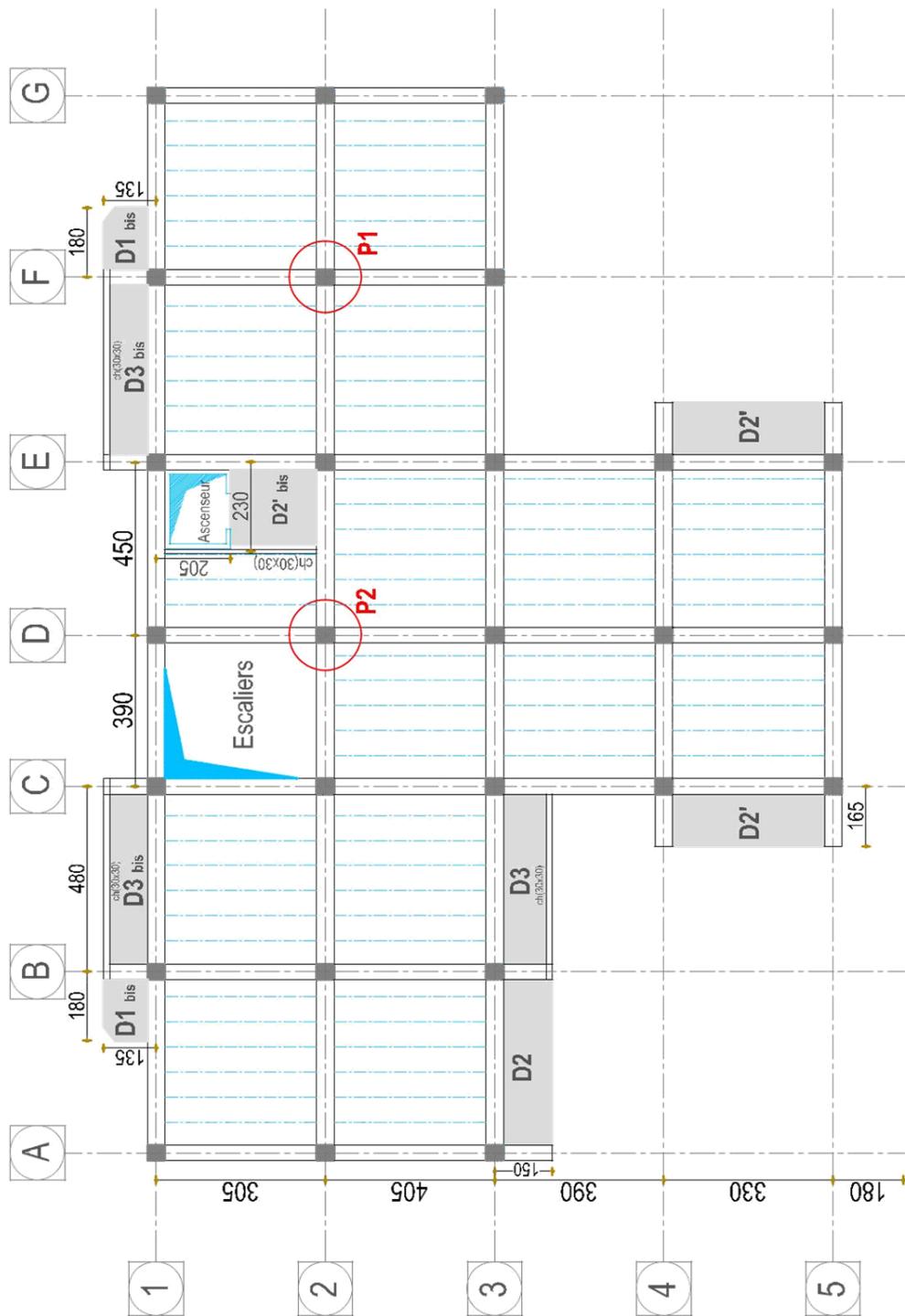
Plan de repérage des dalles pleines :  
6<sup>ème</sup> étage

# Annexe : 1.h



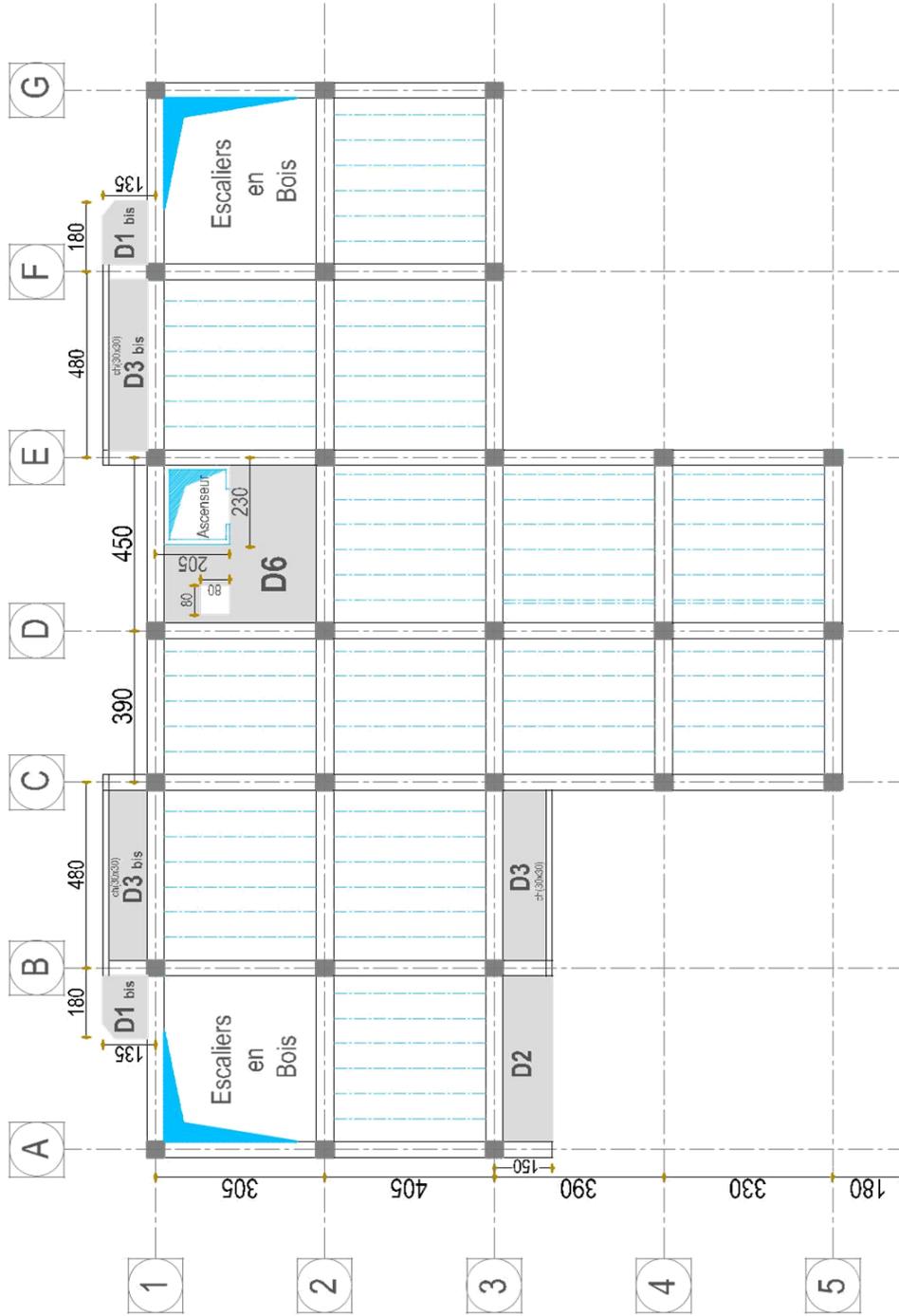
Plan de repérage des dalles pleines :  
7<sup>ème</sup> étage

# Annexe : 1.i



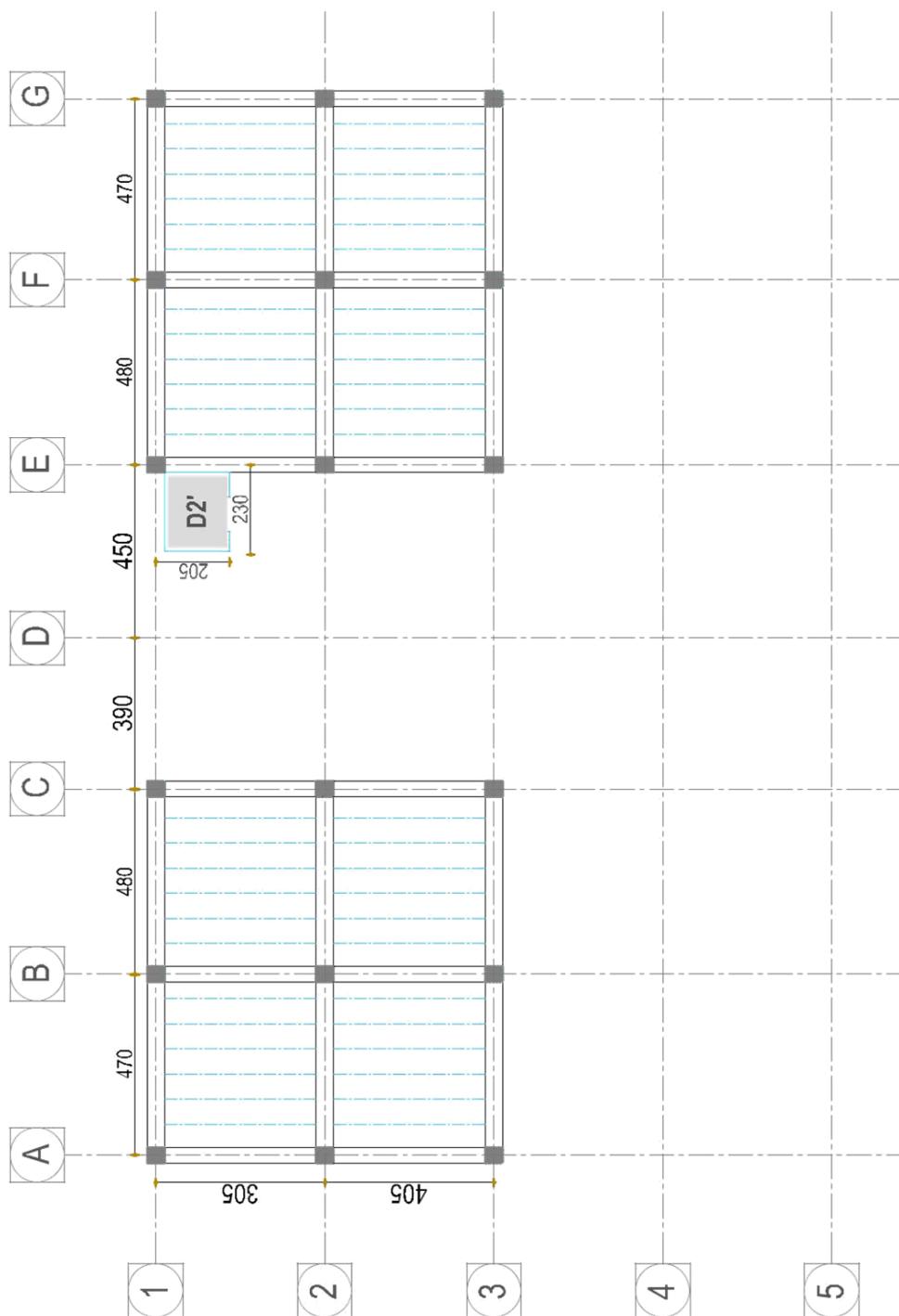
Plan de repérage des dalles pleines :  
8<sup>ème</sup> étage

# Annexe : 1.j



Plan de repérage des dalles pleines :  
9<sup>ème</sup> étage

# Annexe : 1.k



Plan de repérage des dalles pleines :  
10<sup>ème</sup> étage

## Annexe : 1 : Tableau $\mu_x$ et $\mu_y$

### Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>0.40</b>	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
<b>0.41</b>	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
<b>0.42</b>	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
<b>0.43</b>	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
<b>0.44</b>	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
<b>0.45</b>	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
<b>0.46</b>	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
<b>0.47</b>	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
<b>0.48</b>	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
<b>0.49</b>	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
<b>0.50</b>	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
<b>0.51</b>	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
<b>0.52</b>	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
<b>0.53</b>	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
<b>0.54</b>	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
<b>0.55</b>	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
<b>0.56</b>	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
<b>0.57</b>	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
<b>0.58</b>	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
<b>0.59</b>	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
<b>0.60</b>	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
<b>0.61</b>	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
<b>0.62</b>	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
<b>0.63</b>	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
<b>0.64</b>	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
<b>0.65</b>	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
<b>0.66</b>	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
<b>0.67</b>	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
<b>0.68</b>	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
<b>0.69</b>	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704

<b>0.70</b>	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
<b>0.71</b>	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
<b>0.72</b>	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
<b>0.73</b>	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
<b>0.74</b>	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
<b>0.75</b>	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
<b>0.76</b>	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
<b>0.77</b>	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
<b>0.78</b>	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
<b>0.79</b>	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
<b>0.80</b>	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
<b>0.81</b>	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
<b>0.82</b>	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
<b>0.83</b>	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
<b>0.84</b>	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
<b>0.85</b>	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
<b>0.86</b>	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
<b>0.87</b>	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
<b>0.88</b>	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
<b>0.89</b>	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
<b>0.90</b>	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
<b>0.91</b>	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
<b>0.92</b>	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
<b>0.93</b>	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
<b>0.94</b>	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
<b>0.95</b>	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
<b>0.96</b>	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
<b>0.97</b>	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
<b>0.98</b>	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
<b>0.99</b>	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
<b>1.00</b>	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe : 2

### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimensions :

$$L_x \times L_y$$

Avec  $L_x < L_y$ .

$$\rho = 0.9$$

	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
valeur	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
valeur	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067

valeur	<b>0.3</b>	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	<b>0.4</b>	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	<b>0.5</b>	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	<b>0.6</b>	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	<b>0.8</b>	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	<b>0.9</b>	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	<b>1.0</b>	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

### Annexe : 3

#### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimensions :

$$L_x \times L_y$$

$$\rho = 1$$

$u/l_x$	$v/l_y$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059	
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058	
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057	
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056	
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053	
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049	
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047	
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044	
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.044	
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03	

**N.B :** Pour avoir les valeur de  $M_2$ , il suffit de permuter  $u$  et  $v$ .

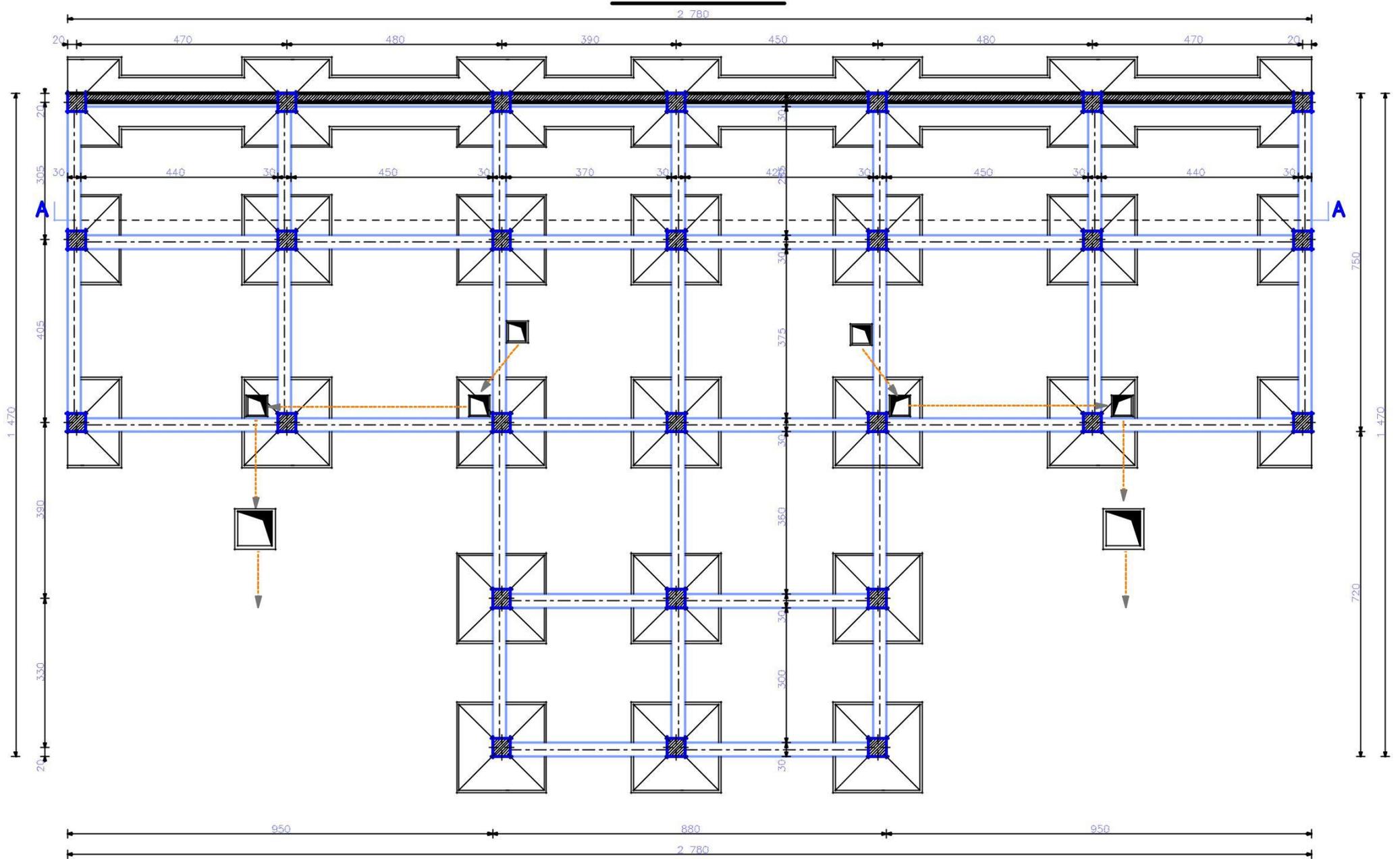
**Annexe : 4****Tableau des Armatures****(en cm<sup>2</sup>)**

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36

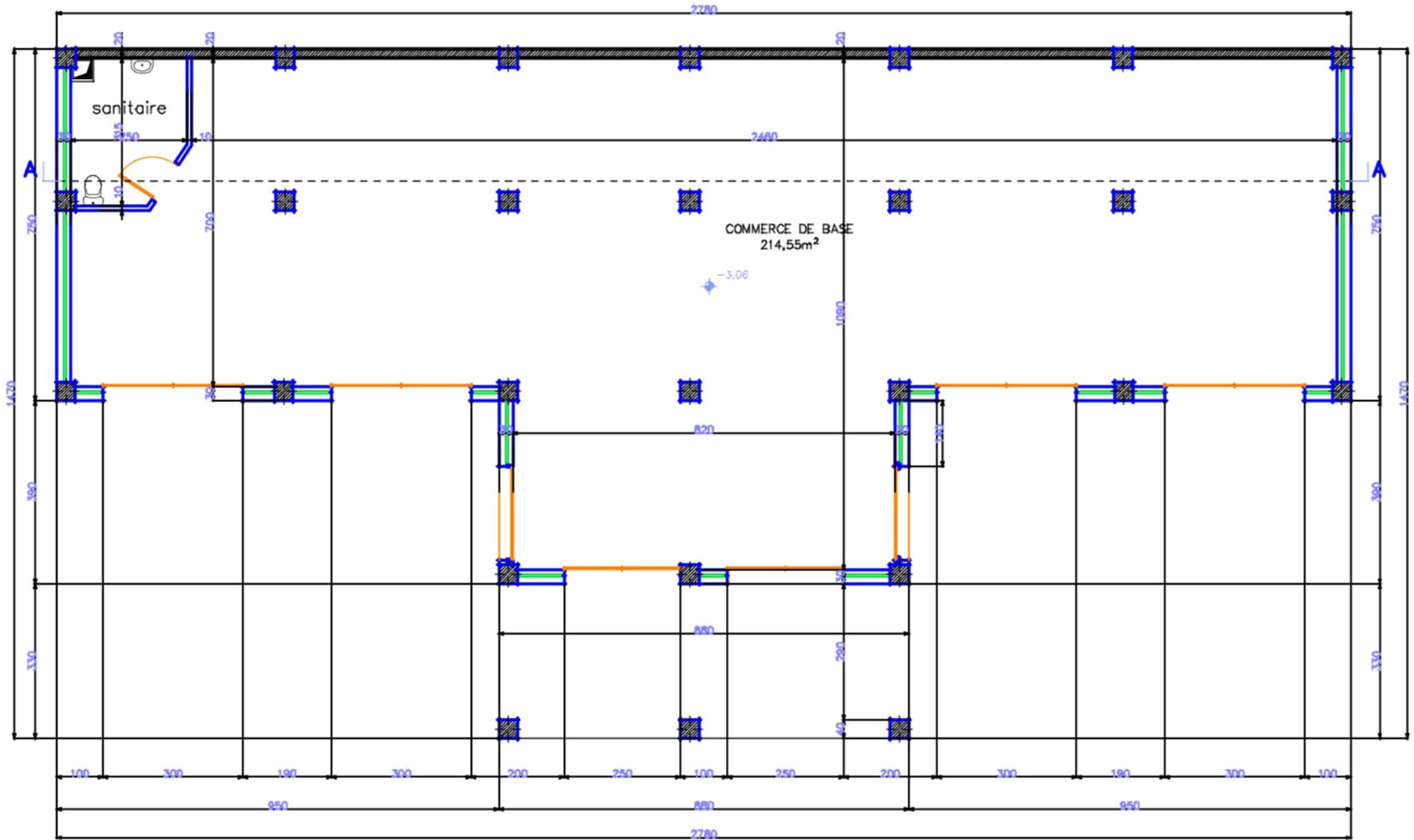
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

# **Annexe : 07 Plans architecture**

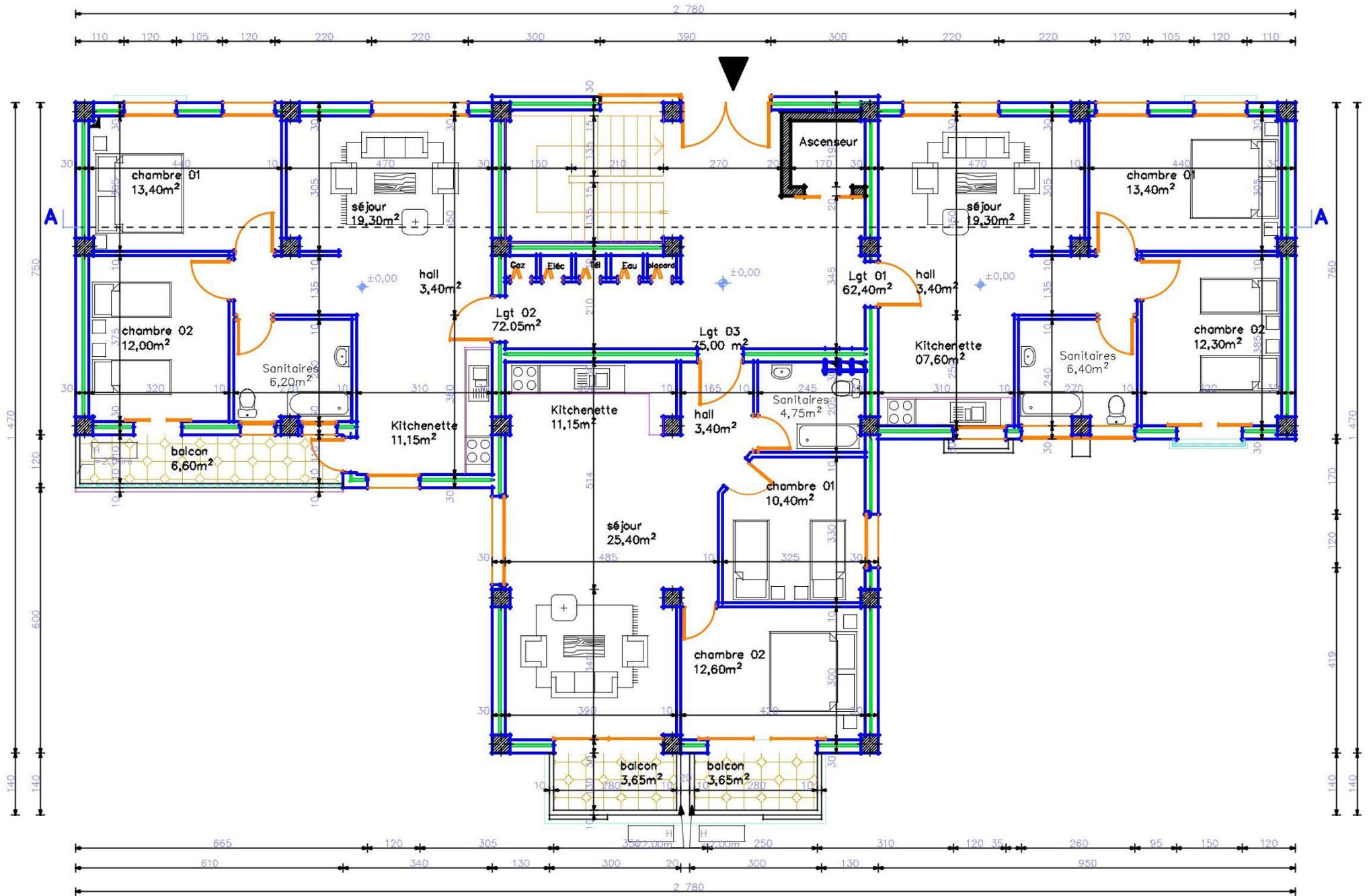
# Plan Fondations



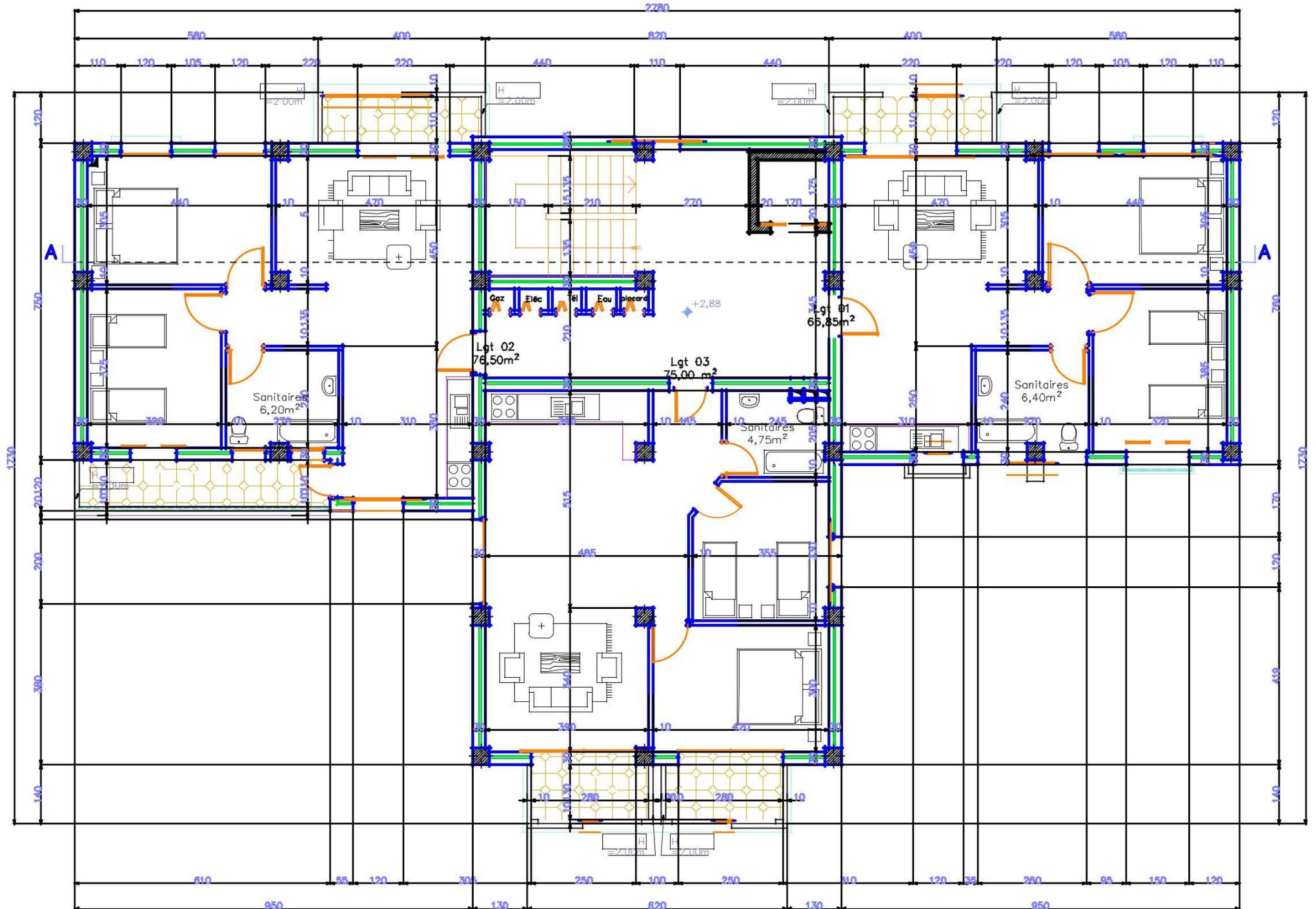
# Plan Entresol



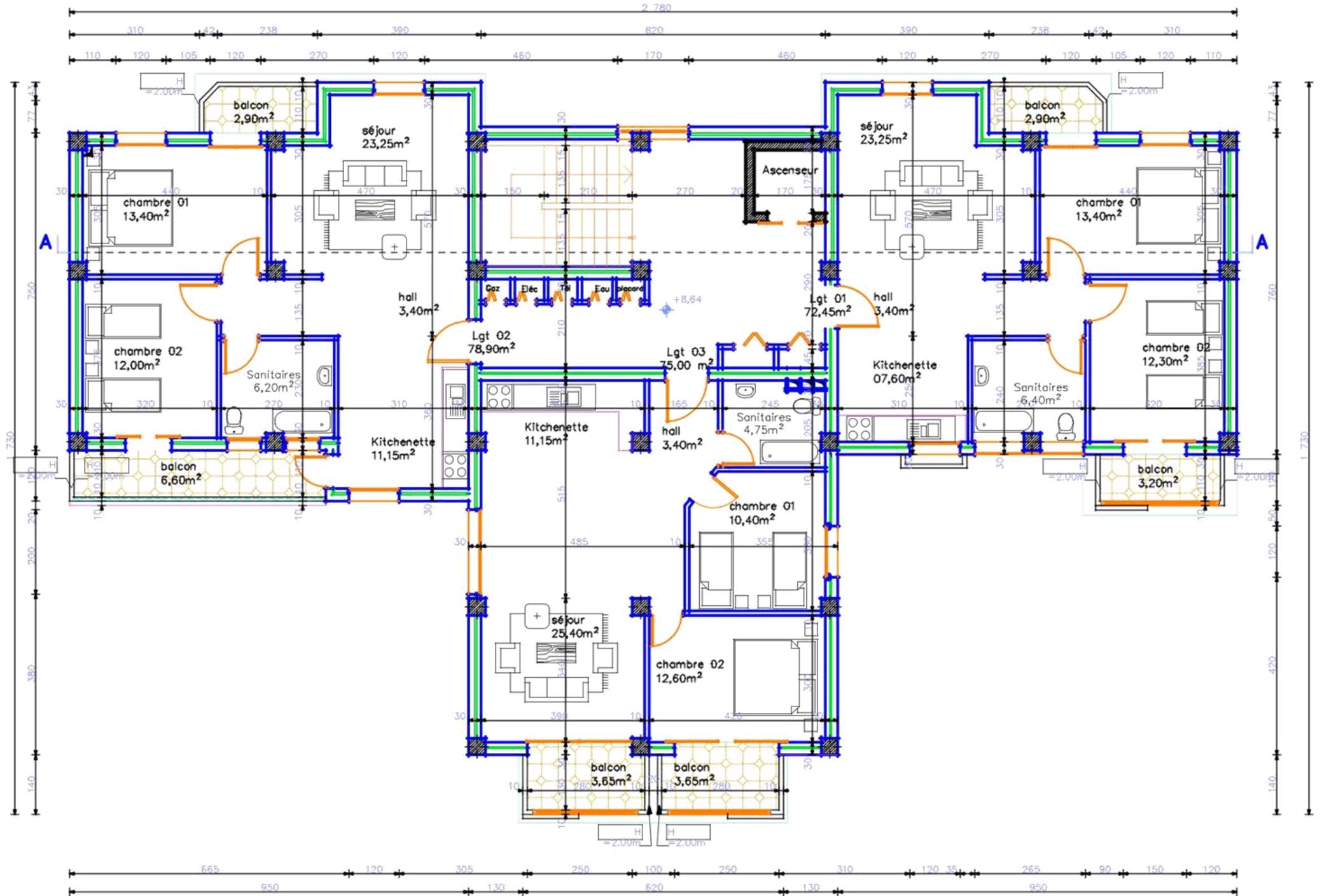
# Plan RDC



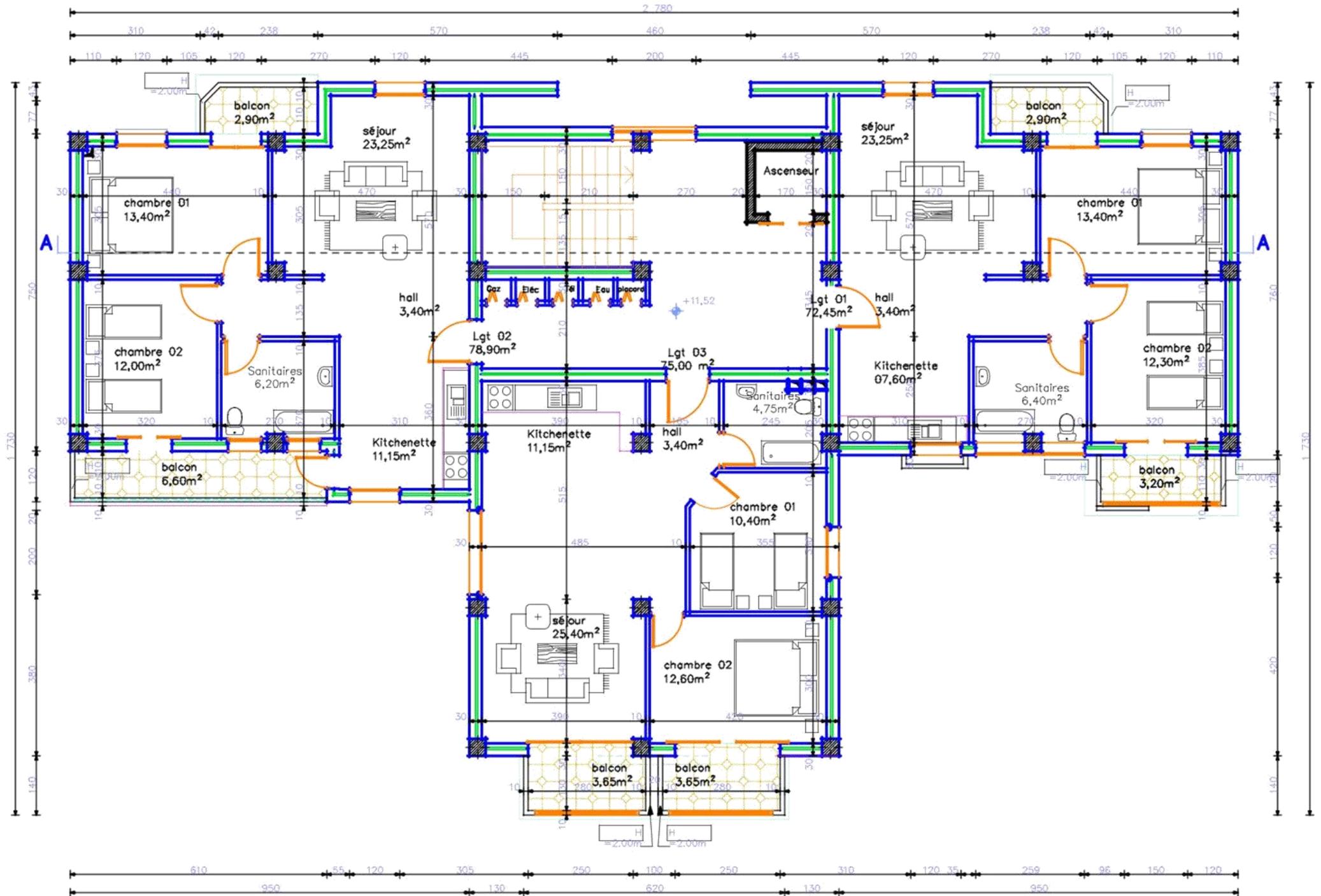
# Plan Etage 01 et 02



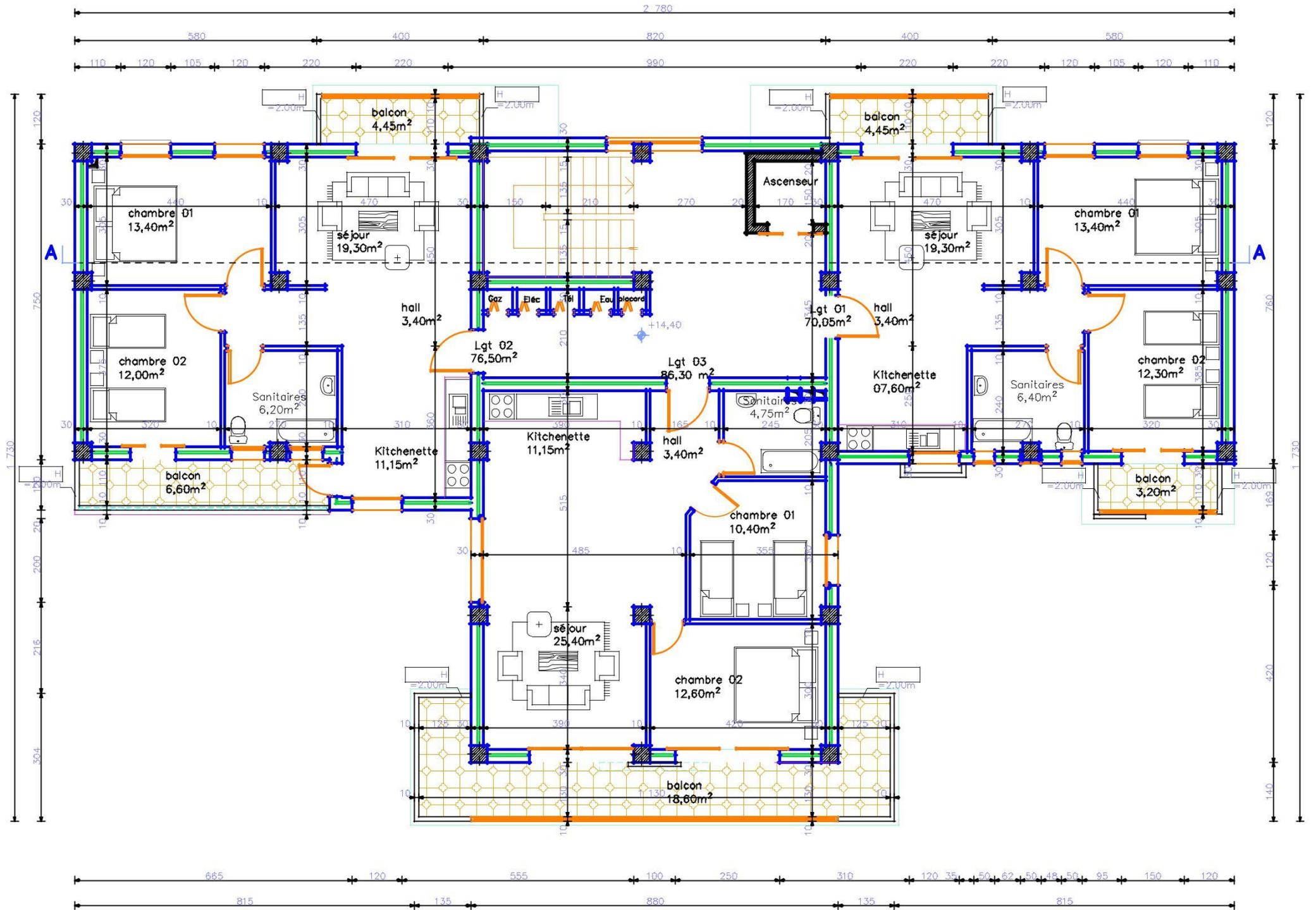
# Plan Etage 03



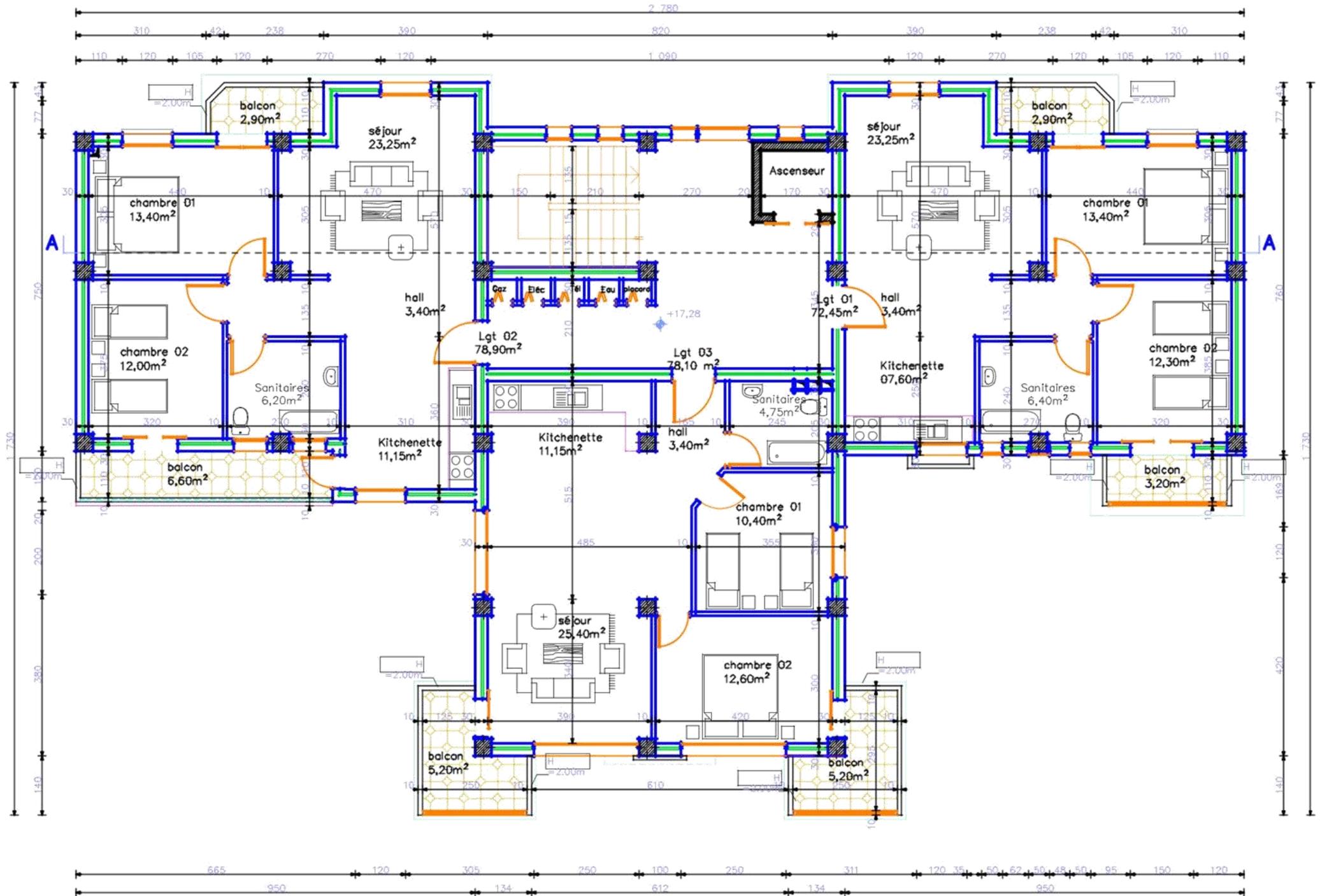
# Plan Etage 04



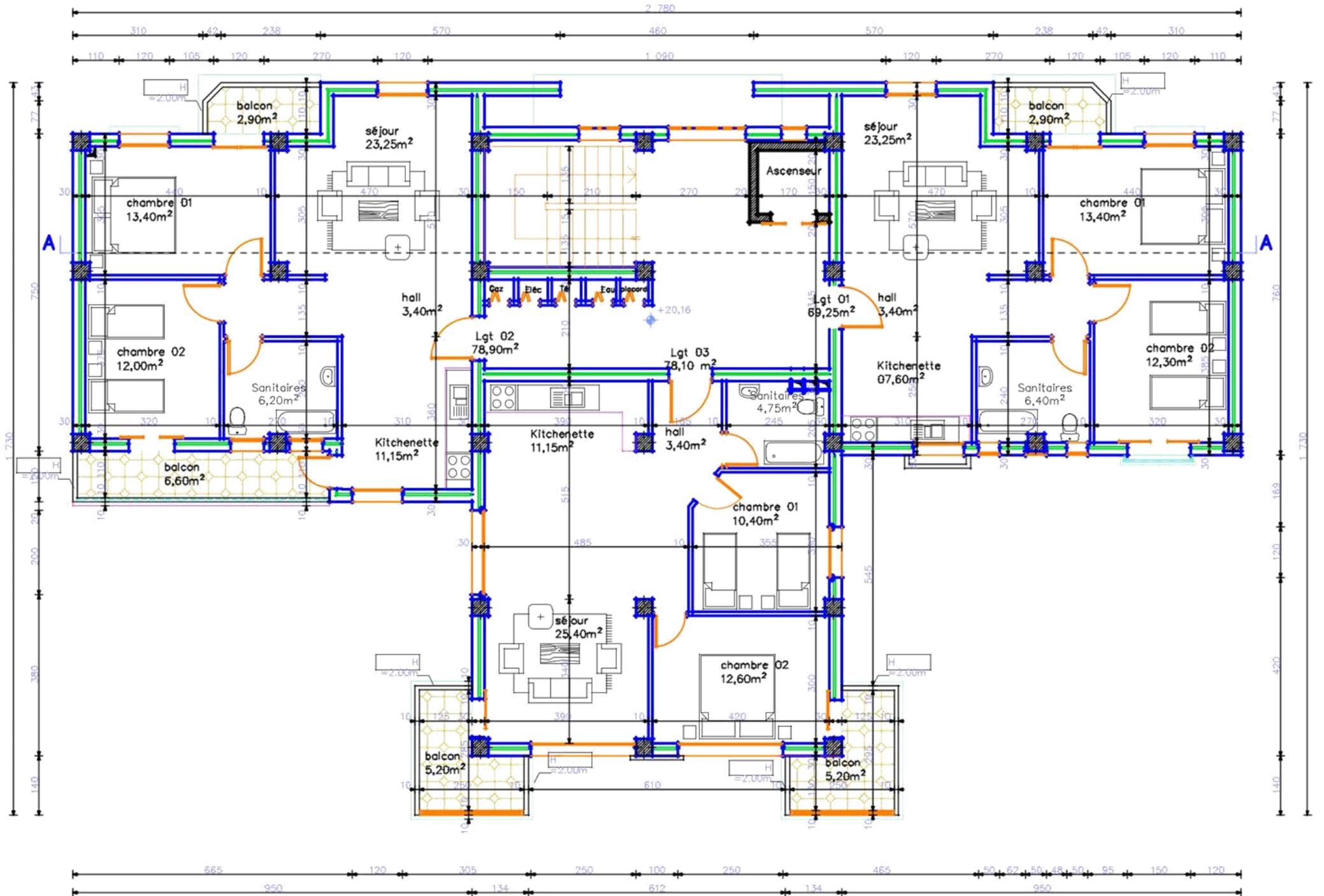
# Plan Etage 05



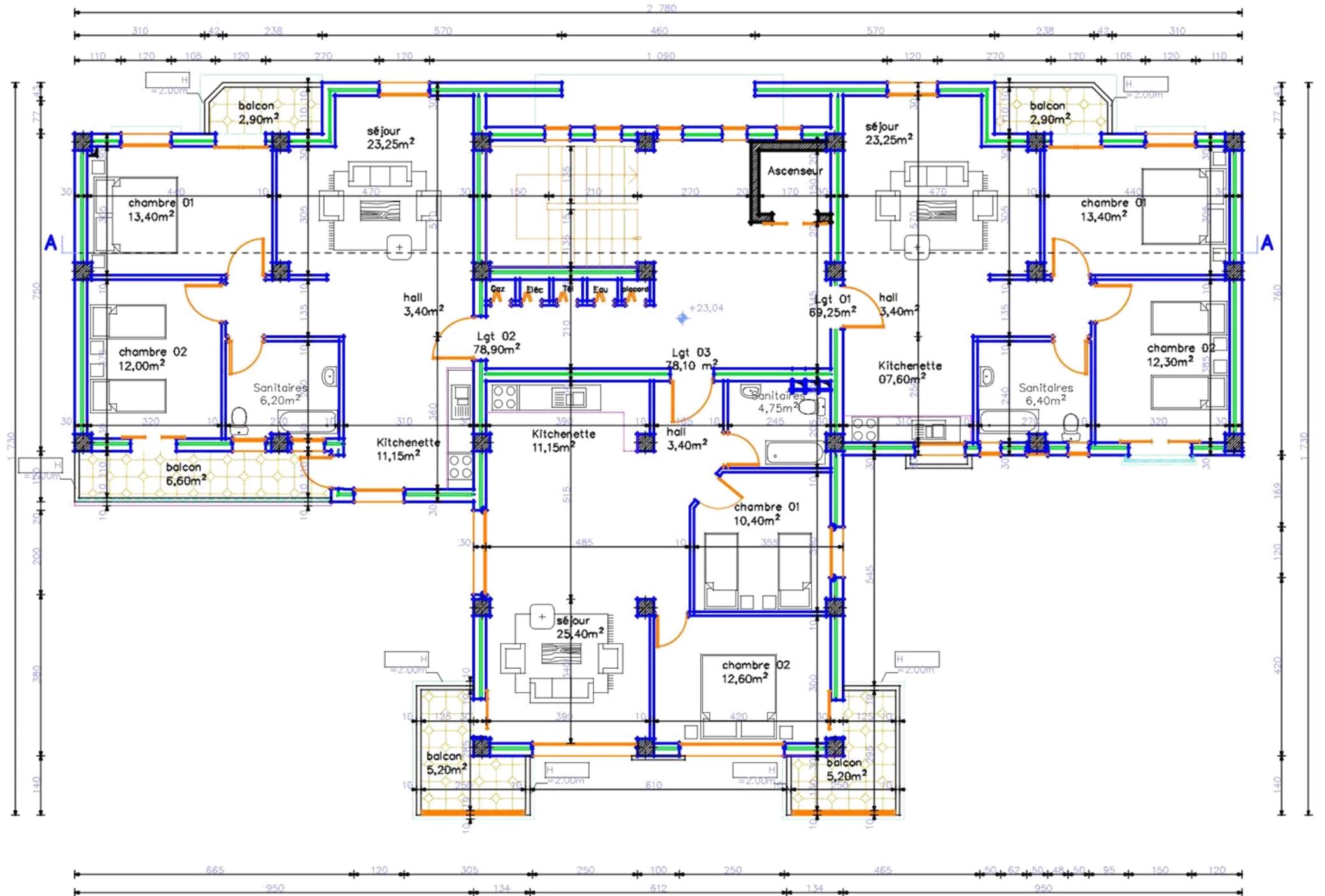
# Plan Etage 06



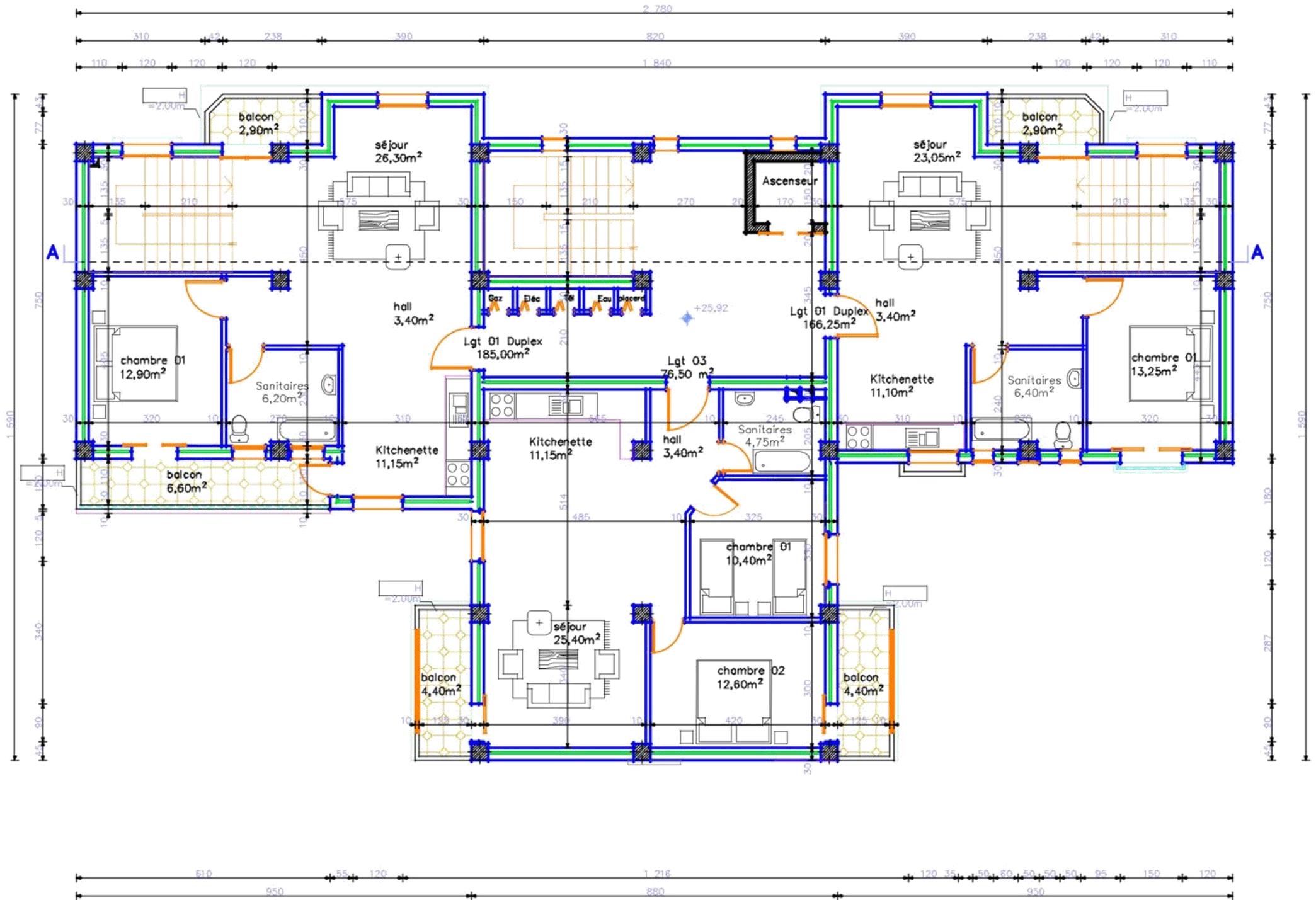
# Plan Etage 07



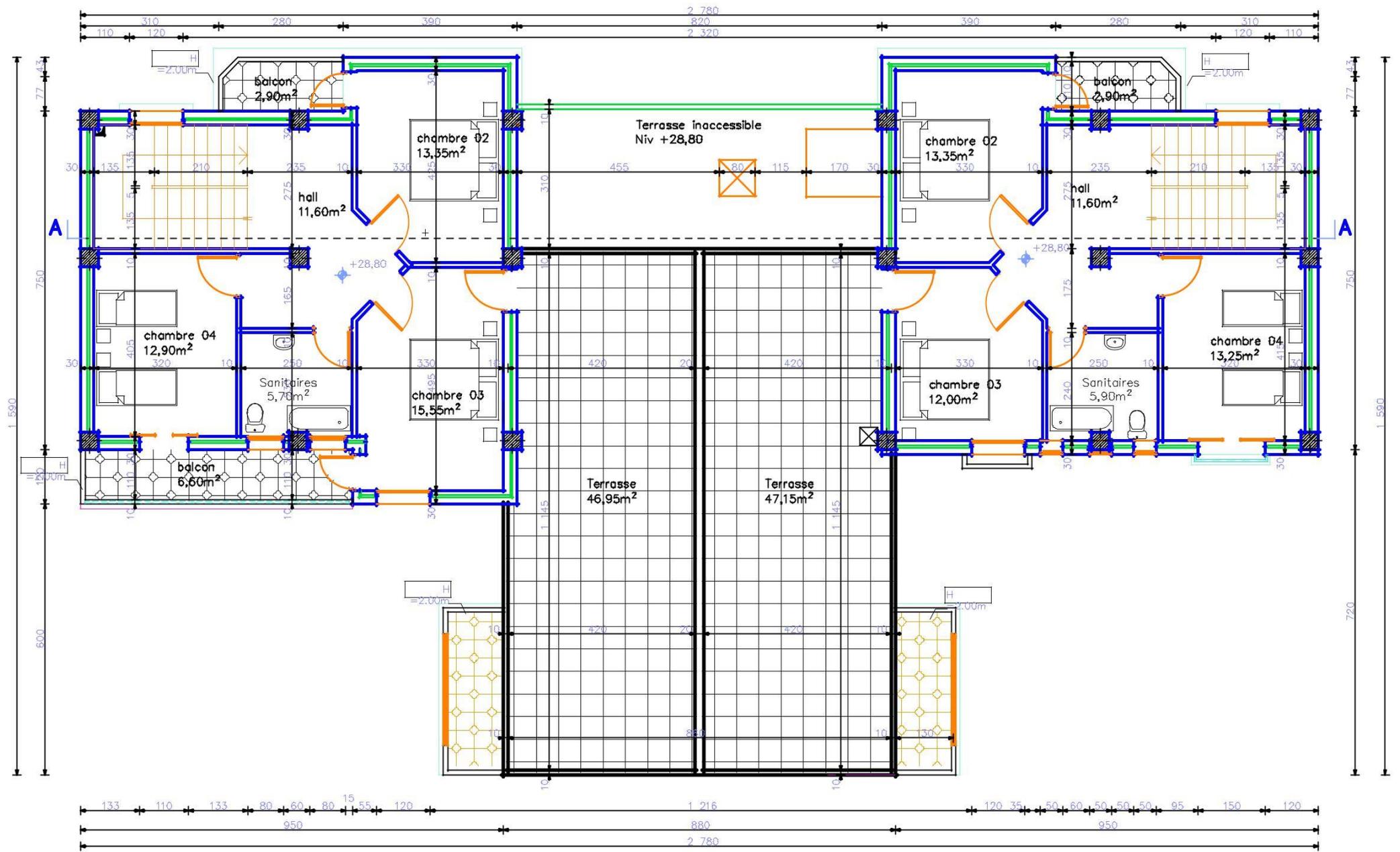
# Plan Etage 08

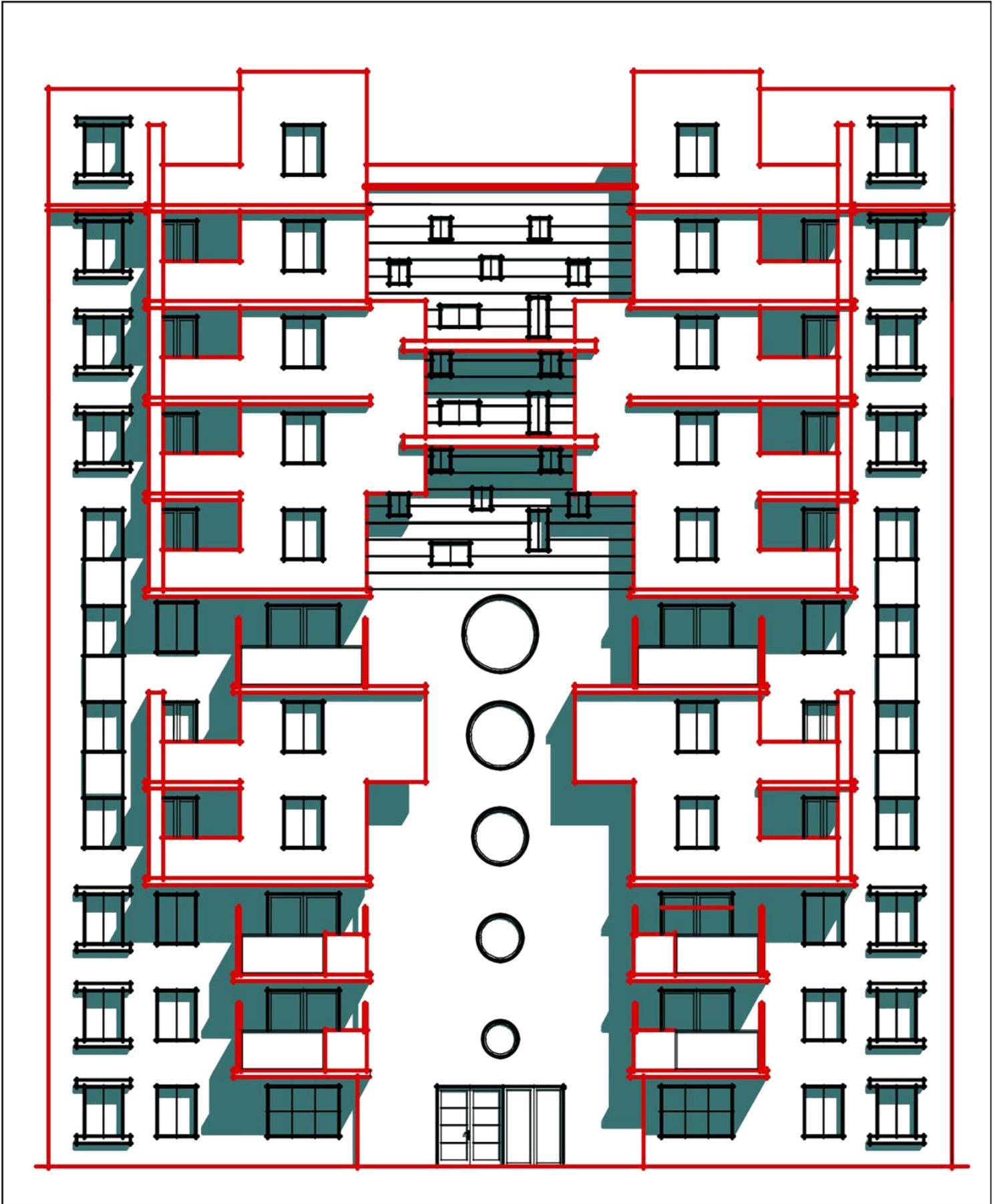


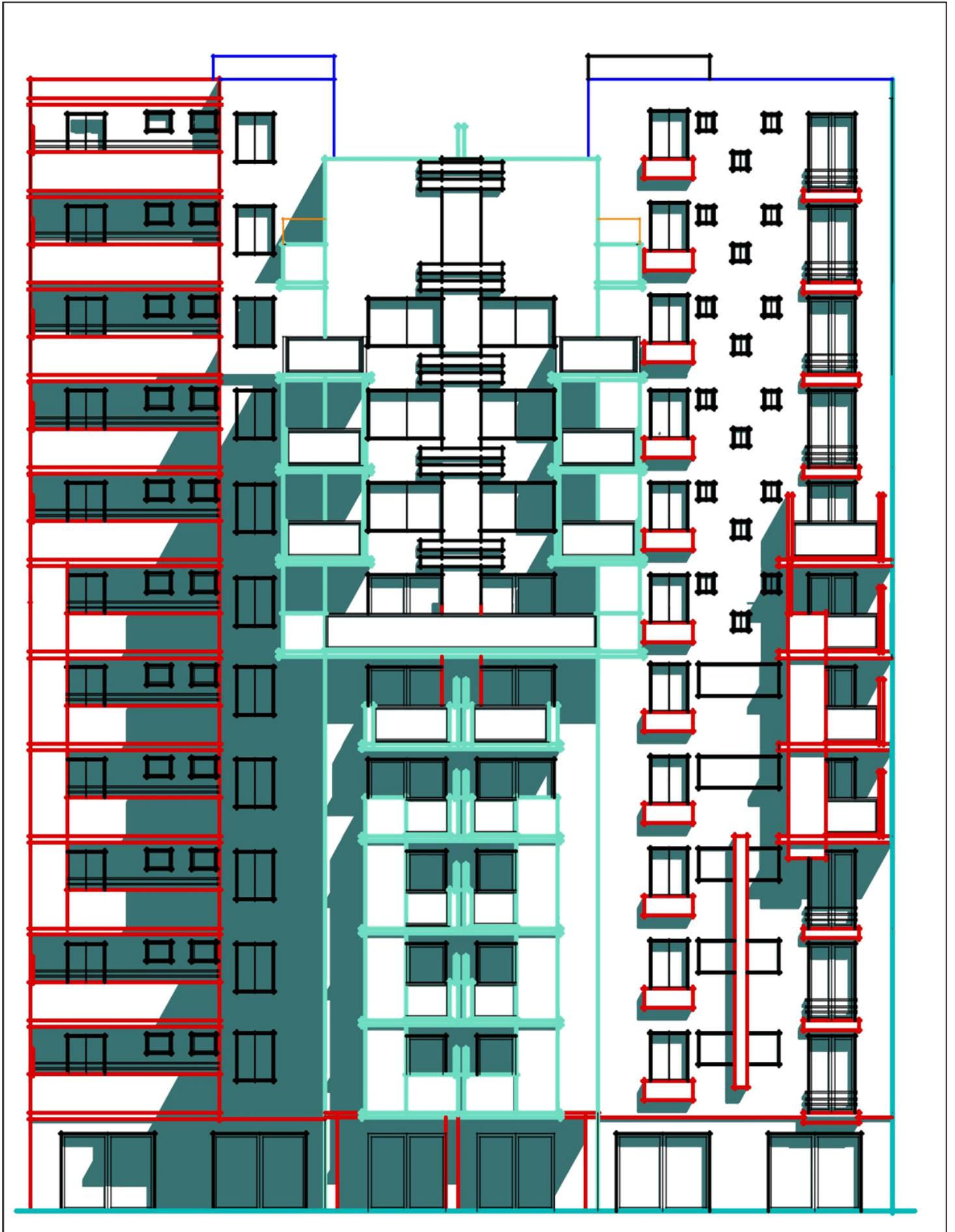
# Plan Etage 09



# Plan Etage 10 (Duplex)







Coupe A A

