



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université A. MIRA-Bejaia  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

## Mémoire de fin d'études

Master 2

Option : Matériaux et structures

### Thème

Etude d'un bâtiment R+11+sous-sol à usage multiple  
contreventé par un système mixte

Présenté par :

BAZIZ Hanane

OUMBICHE Khalida

Encadré par :

Mr TAHAKOURT  
Abdelkader

Membres de jury :

Mr.BENYESSAD : Président  
Mme.GUENOUNOU : Examinatrice

*Année universitaire 2016/2017*

# Remerciements

- ❖ *Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*
- ❖ *C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur M<sup>r</sup> TAHAKOÛRT Abdelkader pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.*
- ❖ *Nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*
- ❖ *Ainsi, nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*
- ❖ *Enfin, à tous ce qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de notre travail.*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail :*

*A mes très chers parents qui m`en guidés durant toute ma vie, qui ont tant donné pour me voir réussir.*

*A mes chères adorables sœurs : Fouzia, Warda et Sabrina*

*A mon cher frère : Tarik*

*A tous mes amis : (Salah, Hafit, Amel, Amira) sans oublié mon binôme  
Khalida*

*A toute ma famille*

*A toute la promotion 2017.*

*BAZIZ Hanane*

# *Dédicaces*

Je dédie ce travail à :

Ma très chère maman qui a été d'un soutien pour moi durant toute ma vie, et qui a œuvré pour ma réussite de par ses conseils, ses sacrifices et ses prière, ainsi qu'à mon papa qui a été pour moi ma source de courage et de motivation pour aller de l'avant

Mes adorables frère et sœurs : Mourad, Nadia et Ouahiba

Sans oublier mon binôme Hanane ainsi mes cher(e)s ami(e)s Amira et abdel-Hafit qui n'ont cessé d'être la pour moi.

OUMBICHE Khalida



# Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé de R+11+ sous-sol à usage d'habitation et commerces, implanté à ``Bejaia `` qui est classée comme une zone à moyenne sismicité. La résistance de bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques+voiles).

Le calcul de l'ouvrage en béton armé peut se faire, soit par les méthodes manuelles (méthodes classiques), soit par les méthodes de calcul programmées (méthode d'éléments finis). Le logiciel SAP 2000 est basé sur cette dernière, qui offre plusieurs avantages parmi les quels :

- ✓ La capacité de calcul
- ✓ La vitesse de conception et d'exécution
- ✓ La précision
- ✓ L'analyse statique et dynamique

La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (**RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91**).

## *Mots clés*

Béton armé, contreventement mixte, modélisation, étude dynamique, SAP 2000.

## **Table des matières**

### **Introduction Générale**

### **Chapitre I : Généralités**

I.1. Introduction .....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage .....	2
I.2.1. Implantation de l'ouvrage.....	2
I.2.2. Description architecturales .....	2
I.3. Rapport de sol.....	3
I.4. Description structurales .....	4
I.5. Contreventement.....	5
I.6. Règlements et normes utilisés .....	6
I.7. Indication générale sur les règles de BAEL .....	6
I.7.1. Définition de l'état limite.....	6
I.7.2. Hypothèses fondamentales de calcul BAEL91 et CBA93 .....	8
I.8 .Action et sollicitation .....	9
I.8.1. Les actions .....	9
I.8.2. Les combinaisons des actions.....	10
I.9 .Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	11
I.9.1. Béton.....	11
I.9.2. Acier .....	16
Conclusion .....	19

### **Chapitre II : Prédimensionnement des éléments**

II .1. Introduction .....	20
II.2.Pré dimensionnement du plancher .....	20
II.2.1. Plancher corps creux.....	20
II.2.1.1. Disposition des poutrelles.....	20
II.2.1.2. Pré dimensionnement de plancher à corps creux.....	22
II.2.1.3. Pré dimensionnement des poutrelles.....	23
II.2.1. Plancher à dalle pleine.....	24
II.3. Pré dimensionnement des poutres .....	26
II.3.1. poutres principales.....	26
II.3.2. poutres secondaires.....	27
II.4. L'acrotère .....	28

II.5. Les voiles .....	29
II.6. Les escaliers .....	31
II.7. Evaluation des charges et des surcharges.....	36
II.8. Pré dimensionnement des poteaux .....	39
II.8.1. Pré dimensionnement du Poteau P.1.....	41
II.8.1.1. Surfaces afférentes.....	41
II.8.2. Pré dimensionnement du Poteau P.2.....	49
II.8.1.2.vérifications.....	55
II.8.1.2.1.Vérification à la compression simple.....	55
II.8.1.2.2. vérification à la stabilité de forme (flambement) .....	56
II.8.3.Vérification des conditions du RPA 99 / 2003.....	60
Conclusion .....	61

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

III.1.Introduction.....	62
III.2.Calculs des planchers.....	62
III.2.1.Etudes des poutrelles.....	62
III.2.1.1. disposition des poutrelles.....	62
III.2.1.2. Méthode forfaitaire [BAEL 91/99 (E.1)].....	62
III.2.1.3 Méthode de Caquot BAEL91 (Annexe E.2).....	65
III.2.1.4 Méthode de Caquot minorée.....	66
III.2.2.Les différents types des poutrelles (voir Annexe II).....	67
III.2.3.charges et surcharges revenants aux poutrelles.....	68
III.2.3.1.Exemple de calcul (poutrelle type 8) .....	69
III.2.5.Ferraillage des poutrelles .....	70
III.2.5.1.Exemple de ferraillage de poutrelle type 8 (RDC+1 <sup>er</sup> étage).....	70
III.2.5.1.1. calcul à l'ELU .....	71
III.2.5.1.2. calcul à l'ELS.....	76
III.2.5.2. ferraillage des poutrelles (étages courant et la terrasse inaccessible).....	83
III.2.6. Etude de la dalle de compression.....	86
III.3.Etudes des dalles pleines.....	87
III.3.1.Dalle sur deux appuis (du 3 <sup>ème</sup> étage au 11 <sup>ème</sup> étage).....	87
III.3.1.1.calcul du ferraillage .....	88
III.3.1.2.Vérifications à l'ELU.....	89
III.3.1.3.Vérifications à l'ELS .....	91
III.3.2.Dalle sur trois appuis (loggia du 3 <sup>ème</sup> étage au 11 <sup>ème</sup> étage).....	93
III.3.2.1.calcul du ferraillage .....	94
III.3.2.2.Vérifications à l'ELU.....	95

III.3.2.3.Vérifications à l'ELS .....	96
III.4.Etudes des poutres de chainages .....	98
III.4.1.Calcul des sollicitations .....	99
III.4.1.1 Calcul de ferrailage à l'ELU .....	100
III.4.1.2. Calcul de ferrailage à l'ELS .....	101
III.5.Etudes des escaliers .....	102
III.5.1.Escalier du sous-sol.....	103
III.5.1.1.calcul à l'ELU .....	104
III.5.1.2.calcul à l'ELS.....	105
III.6.Etude de la poutre palière .....	114
III.6.1.Calcul à ELU.....	115
III.6.2.Vérification à l'ELS .....	118
III.7.Etude de l'acrotère .....	119
III.7.1.Hypothèses de calcul.....	120
III.7.2.Evaluation des charges et surcharges.....	120
III.7.3.calcul à l'ELU .....	122
III.7.3.1.Verification à l'ELU .....	123
III.7.3.2.Vérification à l'ELS.....	124
III.8.Etude de l'ascenseur .....	126
III.8.1.Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	127
III.8.1.1.Cas de charge répartie.....	128
III.8.1.1.1.Vérification à l'ELU .....	130
III.8.1.1.2.Vérification à l'ELS.....	131
III.8.2.Dalle de la salle des machines.....	133
III.8.2.1.Cas de charge concentrée.....	133
III.8.2.1.1.Vérification à l'ELU .....	137
III.8.2.1.2.Vérification à l'ELS.....	138
Conclusion .....	140

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

IV.1.Introduction .....	141
IV.2.objectif et exigence .....	141
IV.3.Modélisation .....	141
IV.4.Le choix de la méthode de calcul .....	142
IV.4.1.Méthode statique équivalente .....	142
IV.4.1.1.Calcul de la force sismique totale RPA99 (article 4.2.3).....	142
IV.4.2.Méthode dynamique modale spectrale .....	146
IV.5.Etude thermique.....	148

1. Introduction.....	148
IV.6.Modélisation de la structure et résultats .....	150
IV.6.1.disposition des voiles .....	151
IV.6.1.1.Résultats obtenus .....	153
IV.6.2. vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences de RPA99/2003155	
➤ Périodes de vibration et participation massique.....	155
➤ Justification de l'interaction voiles- portiques .....	156
➤ Vérification de la résultante des forces sismiques .....	158
➤ Vérification de l'effort normal réduit.....	159
➤ Justification vis à vis des déformations.....	160
➤ Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ : RPA (5.9) .....	162
Conclusion .....	165

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

V.1.Introduction.....	166
V.2. Etude des poutres .....	166
V.2.1. Recommandations du RPA 99/2003 .....	167
V.2.1.1. Coffrage : RPA99/2003(art 7.5.1) .....	167
V.2.1.2. Ferrailage .....	167
V.2.2. Recommandations du BAEL .....	168
V.2.3.Calcul du ferrailage.....	168
V.2.3.1. Vérification des armatures selon le RPA99 (art 7.5.2.1).....	173
V.2.4.Vérification à l'ELU .....	174
V.2.4.1.Vérification des Contraintes tangentielles maximales.....	174
V.2.5.Vérification à l'ELS .....	175
V.3.Etude des poteaux .....	179
V.3.1.Introduction .....	179
V.3.2.Recommandations du RPA99/2003 .....	180
V.3.2.1.Coffrage .....	180
V.3.2.2.Ferrailage .....	180
V.3.2.2.1.Les armatures longitudinales (Article 7.4.2.1).....	180
V.3.2.2.2.Les armatures transversales (Article 7.4.2.2).....	181
V.3.3.les sollicitations dans les poteaux .....	183
V.3.4.Ferrailage .....	183
V.3.4.1.ferrailage longitudinal.....	183

V.3.4.2.ferraillage transversal .....	187
V.3.5 Vérifications .....	189
V.3.5.1.Vérification au flambement .....	189
V.3.5.2.Vérification des contraintes .....	190
V.3.5.3. Vérification aux sollicitations tangentes .....	193
V.3.5.4. Vérification des zones nodales.....	194
V.5.Etude des voiles .....	200
V.5.1.Recommandations RPA99/2003 .....	200
V.5.2.Exemple de calcul .....	202
V.5.3.Ferraillages .....	202
Conclusion .....	213

## **Chapitre VI : Etude des fondations**

VI.1.Introduction .....	214
VI.2. combinaisons du calcul.....	214
VI.3. Reconnaissance du sol .....	215
VI.4. Choix du type de fondation .....	215
VI.4.1. Vérification de la semelle isolée .....	215
VI.4.2. Vérification de la semelle filante .....	216
VI.4.3. Radier général .....	217
VI.4.3.1. Le Prédimensionnement .....	217
VI.4.3.2. Les vérifications nécessaires .....	219
VI.5.Ferraillage du radier.....	222
VI.5.1.Calcul des sollicitations .....	222
VI.5.1.1.Vérification à l'ELU .....	224
VI.5.1.2.Vérification à l'ELS.....	225
VI.6.Etude des nervures.....	228
VI.6.1.A l'ELU .....	229
VI.6.2.A l'ELS .....	235
VI.6.3.Ferraillage des nervures .....	237
VI.7.Voiles périphériques .....	242
VI.7.1.Dimensions de voile périphérique .....	242
VI.7.2.Ferraillage du voile .....	243
Conclusion .....	249

**Conclusion générale**

**Bibliographie**

**Annexes**

**Plan de la structure**

## Liste des figures

---

<b>Figure I. 1.</b> Coupe A-A de la structure.....	3
<b>Figure I. 2.</b> Diagramme des déformations limitent de la section.....	7
<b>Figure I. 3.</b> Evaluation de la résistance du béton $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton.....	12
<b>Figure I. 4.</b> Diagramme contrainte - déformation à l'ELU.....	15
<b>Figure I. 5.</b> Diagramme contrainte - déformation à l'ELS.....	16
<b>Figure I. 6.</b> Diagramme contrainte – déformation de l'acier.....	18
<b>Figure II. 1.</b> Plan de disposition des poutrelles.....	21
<b>Figure II. 2.</b> Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	22
<b>Figure II. 3.</b> Coupe transversale de la poutrelle.....	23
<b>Figure II. 4.</b> dalle sur deux appuis.....	25
<b>Figure II. 5.</b> dalle sur trois appuis.....	25
<b>Figure II. 6.</b> Coupe transversale des poutres principales et secondaires.....	27
<b>Figure II. 7.</b> Schéma de l'acrotère.....	28
<b>Figure II. 8.</b> Coupe transversale d'un voile.....	30
<b>Figure II. 9.</b> Détail d'un escalier droit à deux volées.....	31
<b>Figure II. 10.</b> Vue en plan d'un escalier droit à deux volées.....	31
<b>Figure II. 11.</b> Schéma de l'escalier droit à deux volées.....	32
<b>Figure II. 12.</b> Surface afférente de la toiture.....	41
<b>Figure II. 13.</b> Surface afférente du 11 <sup>ème</sup> au 2 <sup>ème</sup> .....	42
<b>Figure II. 14.</b> Surface afférente du 1 <sup>er</sup> au RDC.....	42
<b>Figure II. 15.</b> Surface afférente du sous-sol.....	43
<b>Figure III. 1.</b> Diagramme des moments des appuis pour une poutre à deux travées.....	63
<b>Figure III. 2.</b> Diagramme des moments en appuis pour une poutre à plus de 2 travées.....	63
<b>Figure III. 3.</b> Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées.....	64
<b>Figure III. 4.</b> Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.....	65
<b>Figure III. 5.</b> Différents types de poutrelles.....	68
<b>Figure III. 6.</b> Schéma statique de la poutrelle type 8 : RDC et 1 <sup>er</sup> étage.....	69
<b>Figure III. 7.</b> Diagramme de moment aux appuis.....	69
<b>Figure III. 8.</b> Diagramme des efforts tranchants de la poutre isostatique.....	70
<b>Figure III. 18.</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	87
<b>Figure III. 19.</b> Dalle pleine sur deux appuis.....	88
<b>Figure III. 20.</b> Schémas de ferrailage pour la dalle sur 2 appuis.....	93
<b>Figure III. 21.</b> Dalle pleine sur trois appuis.....	93
<b>Figure III. 22.</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	98
<b>Figure III. 23.</b> Schéma statique de la poutre de chaînage.....	98
<b>Figure III. 24.</b> schémas de ferrailage de la poutre de chaînage.....	102
<b>Figure III. 25.</b> Schéma de l'escalier droit à deux volées.....	103



## Liste des figures

<b>Figure III. 26.</b> Schéma statique de l'escalier à deux volées. ....	103
<b>Figure III. 27.</b> Schéma de ferrailage de l'escalier à deux volée .....	113
<b>Figure III. 28.</b> Schéma statique de la poutre palière.....	114
<b>Figure III. 29.</b> Schémas de ferrailage de la poutre palière. ....	119
<b>Figure III. 30.</b> coupe transversale de l'acrotère.	
<b>Figure III. 31.</b> Modèle de calcul de l'acrotère.....	119
<b>Figure III. 32.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	126
<b>Figure III. 33.</b> Schéma de la cage d'ascenseur.....	128
<b>Figure III. 34.</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur. ....	133
<b>Figure III. 35.</b> Présentation de la zone d'impact .....	134
<b>Figure III. 36.</b> Schéma des Moments dû aux systèmes de levage.....	135
<b>Figure III. 37.</b> Schéma de ferrailage de la dalle de salle de machine.....	139
<b>Figure IV. 1.</b> spectre de réponse de calcul.....	147
<b>Figure IV. 2.</b> Formation des efforts internes.....	149
<b>Figure IV. 3.</b> Disposition des voiles .....	151
<b>Figure IV. 4.</b> Vue en 3D du model obtenu par logiciel SAP 2000.....	152
<b>Figure IV. 5.</b> Mode 1 (translation suivant (X-X).....	153
<b>Figure IV. 6.</b> Mode 2 (translation suivant Y-Y).....	154
<b>Figure IV. 7.</b> Mode 3 (rotation suivant l'axe z-z).....	154
<b>Figure V. 1.</b> Schémas de ferrailage des poutres principales (RDC et étages courants)...	177
<b>Figure V. 2.</b> Schémas de ferrailages des poutres secondaires(RDC et étages courants).	178
<b>Figure V. 3.</b> Schémas de ferrailages des poutres principales (Toiture). ....	178
<b>Figure V. 4.</b> Schémas de ferrailages des poutres secondaires (Toiture). ....	179
<b>Figure V. 5.</b> Section d'un poteau. ....	191
<b>Figure V. 6.</b> Schéma de la zone nodale.....	195
<b>Figure V. 7.</b> Formation de rotules plastiques.....	195
<b>Figure V. 8.</b> Schémas de ferrailage des poteaux.....	199
<b>Figure V. 9.</b> Schéma des contraintes.....	205
<b>Figure V. 10.</b> Schéma de ferrailage du voile Vx6.....	212
<b>Figure V. 11.</b> Schéma de ferrailage du voile Vy1.....	212
<b>Figure V. 12.</b> Schéma de ferrailage du voile Vy6.....	212
<b>Figure VI. 1.</b> Vue en plan de la semelle .....	215
<b>Figure VI. 2.</b> Coupe P-P'.....	215
<b>Figure VI. 3.</b> semelle filante. ....	216
<b>Figure VI. 4.</b> Ferrailage d'un panneau de radier. ....	228
<b>Figure VI. 5.</b> Coupe A-A .....	228

## Liste des figures

---

<b>Figure VI. 6.</b> Schéma des lignes de ruptures du radier .....	229
<b>Figure VI. 7.</b> Schéma statique de la nervure selon le sens X-X. ....	230
<b>Figure VI. 8.</b> Schéma équivalent de la nervure selon le sens X-X .....	231
<b>Figure VI. 9.</b> Schéma statique de la nervure selon le sens Y-Y. ....	231
<b>Figure VI. 10.</b> Schéma équivalent de la nervure selon le sens Y-Y. ....	232
<b>Figure VI. 11.</b> Diagramme des moments de la nervure selon le sens X-X.....	234
<b>Figure VI. 12.</b> Diagramme des efforts tranchants de la nervure selon le sens X-X. ....	234
<b>Figure VI. 13.</b> Diagramme des moments de la nervure selon le sens Y-Y.....	234
<b>Figure VI. 14.</b> Diagramme des efforts tranchants de la nervure selon le sens Y-Y. ....	235
<b>Figure VI. 15.</b> Section de la nervure à ferrailer. ....	237
<b>Figure VI. 16.</b> Schéma de ferrailage de la nervure selon le sens X-X.....	240
<b>Figure VI. 17.</b> Schéma de ferrailage de la nervure selon le sens Y-Y.....	241
<b>Figure VI. 18.</b> Dimensions du voile périphérique. ....	242
<b>Figure VI. 19.</b> Diagramme des contraintes. ....	243
<b>Figure VI. 20.</b> Schéma de ferrailage des voiles périphériques. ....	248
<b>Figure VI. 21.</b> COUPE A-A.....	248

<b>Tableau I. 1.</b> Les valeurs de $E_{ij}$ et $E_{vi}$ en fonction de $f_{cj}$ .....	13
<b>Tableau I. 2.</b> Caractéristiques des aciers utilisés.....	17
<b>Tableau II. 1.</b> Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère.....	29
<b>Tableau II. 2.</b> Dimensionnement des escaliers.....	35
<b>Tableau II. 3.</b> Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers.....	36
<b>Tableau II. 4.</b> Évaluation des charges des murs extérieurs et intérieurs.....	38
<b>Tableau II. 5.</b> Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des paliers d'escaliers.....	39
<b>Tableau II. 6.</b> Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des volées d'escaliers.....	39
<b>Tableau II. 7.</b> Dégression de charge d'exploitation pour le poteau (P.1).....	45
<b>Tableau II. 8.</b> Résultats de la descente de charge du poteau (P.1).....	46
<b>Tableau II. 9.</b> Dégression de charge d'exploitation pour le poteau (P.2).....	53
<b>Tableau II. 10.</b> Résultats de la descente de charge du poteau (P.2).....	54
<b>Tableau II. 11.</b> Résultats de vérification à la compression simple pour le poteau le plus sollicité pour tous les niveaux.....	60
<b>Tableau II. 12.</b> Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.....	63
<b>Tableau II. 13.</b> Résultats de vérification à l'exigence du RPA pour le poteau (P1 et P2).....	64
<b>Tableau II. 14.</b> Les dimensions des poteaux.....	65
<b>Tableau III. 1.</b> Chargement sur les poutrelles.....	68
<b>Tableau III. 15.</b> Calcul du ferrailage des poutrelles (les étages courants et la toiture). .....	83
<b>Tableau III. 16.</b> Vérification des poutrelles aux états limites ultimes (ELU). .....	83
<b>Tableau III. 17.</b> Vérification des contraintes à (ELS). .....	84
<b>Tableau III. 18.</b> Vérification de la flèche. ....	84
<b>Tableau III. 19.</b> Schémas de ferrailage des poutrelles. ....	86
<b>Tableau III. 20.</b> Calcul du ferrailage au niveau des appuis.....	89
<b>Tableau III. 21.</b> Vérification de la flèche à l'ELS.....	92
<b>Tableau III. 22.</b> Calcul du ferrailage au niveau des appuis.....	94
<b>Tableau III. 23.</b> Vérification à l'ELS. ....	97
<b>Tableau III. 24.</b> Vérification de la flèche. ....	97
<b>Tableau III. 25.</b> Calcul de ferrailage à l'ELU. ....	100
<b>Tableau III. 26.</b> Calcul de ferrailage à l'ELS.....	101
<b>Tableau III. 27.</b> Vérification de la flèche. ....	102
<b>Tableau III. 28.</b> Combinaisons de charges de l'escalier à deux volées.....	103
<b>Tableau III. 29.</b> Sollicitations maximales à l'ELU et l'ELS.....	107
<b>Tableau III. 30.</b> Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	115

<b>Tableau III.31.</b>	Ferraillage transversale de la poutre palière en flexion simple.....	117
<b>Tableau III. 32.</b>	Vérification à l'état de compression de béton.....	118
<b>Tableau III. 33.</b>	Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère.....	120
<b>Tableau III. 34.</b>	Combinaisons d'actions de l'acrotère.....	121
<b>Tableau III. 35.</b>	Calcul de la section de ferraillage de la dalle d'ascenseur.....	129
<b>Tableau III. 36.</b>	Ferraillage de la dalle d'ascenseur.....	137
<b>Tableau III. 37.</b>	Vérfications des contraintes dans le béton.....	139
<b>Tableau IV. 1.</b>	Valeur des pénalités $P_q$ .....	143
<b>Tableau IV. 2.</b>	Période et taux de participation massique de la structure.....	155
<b>Tableau IV.3.</b>	Vérification de l'interaction voile- portique sous chargement verticales.....	156
<b>Tableau IV.4.</b>	Vérification de l'interaction voile-portique sous chargement horizontales ..	157
<b>Tableau IV. 5.</b>	Vérification de la résultante des forces sismique à la base.....	159
<b>Tableau IV. 6.</b>	Vérification de la résultante des forces sismique à la base.....	159
<b>Tableau IV. 7.</b>	Vérification de l'effort normal réduit.....	160
<b>Tableau IV. 8.</b>	Vérification des déplacements dans les deux sens.....	161
<b>Tableau IV. 9.</b>	Vérification de l'effet $P- \Delta$ .....	163
<b>Tableau IV. 10.</b>	Dimensions des éléments structuraux.....	165
<b>Tableau V. 1.</b>	Ferraillage des poutres principales et secondaires.....	171
<b>Tableau V. 2.</b>	Ferraillage des poutres principales et secondaires.....	172
<b>Tableau V. 3.</b>	Vérification des contraintes tangentielles.....	174
<b>Tableau V. 4.</b>	Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	175
<b>Tableau V. 5.</b>	Vérification de l'état limite de compression du béton.....	176
<b>Tableau V. 6.</b>	Vérification des conditions de la flèche pour les poutres.....	177
<b>Tableau V. 7.</b>	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux....	181
<b>Tableau V. 8.</b>	les différentes sollicitations dans les poteaux.....	183
<b>Tableau V. 9.</b>	Ferraillage longitudinal des poteaux.....	187
<b>Tableau V. 10.</b>	Armatures transversales dans les poteaux.....	188
<b>Tableau V. 11.</b>	Vérification du flambement dans les poteaux.....	189
<b>Tableau V. 12.</b>	Vérification des contraintes dans le béton.....	193
<b>Tableau V. 13.</b>	Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	194
<b>Tableau V. 14.</b>	Les moments résistants dans les poteaux.....	196
<b>Tableau V. 15.</b>	Les moments résistants dans les poutres.....	197
<b>Tableau V. 16.</b>	Vérification de la zone nodale.....	197
<b>Tableau V. 17.</b>	Sollicitations maximales dans le voile $V_{x6}$ // X-X.....	202
<b>Tableau V. 18.</b>	Sollicitations et ferraillage du voile $V_{x6}$ dans tous les niveaux.....	207
<b>Tableau V. 19.</b>	Sollicitations et ferraillage du voile $V_{y1}$ dans tous les niveaux.....	209
<b>Tableau V. 20.</b>	Sollicitations et ferraillage du voile $V_{y6}$ dans tous les niveaux.....	210

<b>Tableau VI. 1.</b> Section d'armature du radier. ....	224
<b>Tableau VI. 2.</b> Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	225
<b>Tableau VI. 3.</b> Choix du ferrailage et vérifications des contraintes. ....	226
<b>Tableau VI. 4.</b> Sollicitations dans les nervures à l'ELU selon le sens X-X. ....	252
<b>Tableau VI. 5.</b> Sollicitations dans les nervures à l'ELU selon le sens Y-Y. ....	253
<b>Tableau VI. 6.</b> Sollicitation des nervures à l'ELS selon le sens X-X.....	232
<b>Tableau VI. 7.</b> Sollicitation des nervures à l'ELS selon le sens Y-Y.....	233
<b>Tableau VI. 8.</b> Ferrailage des nervures.....	236
<b>Tableau VI. 9.</b> Vérification des contraintes à l'ELS .....	236
<b>Tableau VI. 10.</b> Ferrailage des nervures à l'ELS. ....	238
<b>Tableau VI. 11.</b> Ferrailage des voiles périphérique.....	244
<b>Tableau VI. 12.</b> Vérification des contraintes à l'ELS. ....	246
<b>Tableau VI. 13.</b> Vérification des voiles périphérique à l'ELS. ....	247

# Symboles et 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

$a$ : Une dimension (en générale longitudinal).

$B$  : Aire d'une section de béton .

$B_r$ : Section réduite du béton

$b$  : Une dimension (largeur d'une section).

$b_0$  : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

$C_T$ : 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.

$d$  : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

$d$  : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

$e$ : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée

$ELS$  : Etat limite de service.

$ELU$ : Etat limite ultime.

$E_s$ : Module d'élasticité de l'acier

$E_{vj}$ : Module de formation différé du béton à l'âge de j jour

$E_{ij}$ : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

$f_e$ : limite d'élasticité de l'acier

$f$ : Flèche positivement vers les compressions.

$f_{ji}$  : la flèche correspondant à j.

$f_{gi}$  : la flèche correspondant à g.

$f_{qi}$ : la flèche correspondant à q.

$f_{gv}$ : la flèche correspondant à v.

$\Delta f_{adm}$ : la flèche admissible.

$f_e$  : Limite d'élasticité.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge« j » jours.

$F_{tj}$ : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge« j » jours.

$F_{c28}$  et  $f_{t28}$ : Grandeurs précédentes avec  $j=28j$ .

$F$ : Force ou action en général.

$F$  : Coefficient de sécurité = 1,5.

$j$  : Nombre de jours.

$ht$ : Hauteur totale du plancher.

$h$  : Hauteur totale d'une section.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression.

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

$i$  : Rayon de giration d'une section de B A.

$I$  : Moment d'inertie ( $m^4$ ).

$I_{ji}$  : Moment d'inertie correspondant à j.

$I_{gi}$ : Moment d'inertie correspondant à g.

$I_{qi}$ : Moment d'inertie correspondant à q.

$I_{gv}$ : Moment d'inertie correspondant à v.

$g$ : Densité des charges permanentes

$G$ : Charge permanente

$L$  : Longueur ou portée.

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

$l'$  : Longueur fictive.

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_s$  : Longueur de scellement.

$L'_g$  et  $L'_d$  : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

$M$  : Moment en général.

$M_g$  : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

$M_q$  : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

$M_t$  : Moment en travée.

$M_0$ : moment isostatique.

$M_i$  : Moment à l'appui  $i$

$M_g$  et  $M_d$ : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

$M_j$  : Moment correspondant à  $j$ .

$M_g$ : Moment correspondant à  $g$ .

$M_q$ : Moment correspondant à  $q$ .

$n$  : Coefficient d'équivalence acier-béton.

$n$ : Nombre de marches sur la volée.

$N_s$  : Effort normal de service.

$N_u$  : Effort normal ultime.

$N$  : Effort normale du aux charges verticales.

$p$  : Action unitaire de la pesanteur.

$q_u$ : Charge ultime.

$q_s$  : Charge de service

$q$  : Charge variable

$Q$  : Action variables quelconque.

$Q$  : Facteur de qualité.

$R$  : Coefficient de comportement global.

$S$  : Action dues à la neige.

$S_t$ : Espacement des armatures transversales.

$T_2$  : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

$V$  : Effort tranchant.



$W$  : Action dues au vent.

$W$ : Poids propre de la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

$X$ : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

$\sigma_{bc}$ : Contrainte de compression du béton.

$\sigma_s$ : Contrainte de compression dans l'acier

$\sigma_j$ : Contrainte correspondant à j.

$\sigma_g$ : Contrainte correspondant à g.

$\sigma_q$ : Contrainte correspondant à q.

$\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ( $t/m^3$ ).

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité.

$\varphi$ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

$\sigma_{adm}$ : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement (MPa).

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

$\beta$ : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\mu_l$  : Moment réduit limite.

$\mu_u$ : Moment ultime réduit.

$\lambda_i$  : Coefficient instantané.

$\lambda_p$ : Coefficient différé.

# *Introduction*

# Introduction générale

---

## Introduction générale

La rupture des édifices et des structures est un problème auquel l'homme aura à faire face aussi longtemps qu'il construira. Ce problème est actuellement plus prépondérant avec le développement des structures complexes lié aux progrès technique.

Vu que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Cependant, il existe un danger représenté par le choix de construction verticale à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème de non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celle des sollicitations ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre coût et niveau de sécurité à considérer.

Chaque étude de projet de bâtiment a des buts suivants :

- ✓ La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- ✓ L'économie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- ✓ Le confort et l'esthétique.

Pour cela, il ya lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commerce, implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant un sous-sol, un RDC et 11 étages.

L'étude de ce projet sera mené selon six chapitres :

- Le premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

## Introduction générale

---

- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3<sup>ème</sup> chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4<sup>ème</sup> chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations, L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondés sur les résultats obtenues du logiciel SAP2000 est présenté dans le 5<sup>ème</sup> chapitre.
- Enfin le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre 6.

On terminera notre travail par une conclusion générale.

# *Chapitre I*

## **I.1. Introduction**

Le thème de ce projet est l'étude d'une structure en béton armé implantée dans une zone de moyenne sismicité. Cette étude nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

## **I.2. Présentation de l'ouvrage**

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+11 + sous sol) en béton armé à usage multiple à savoir :

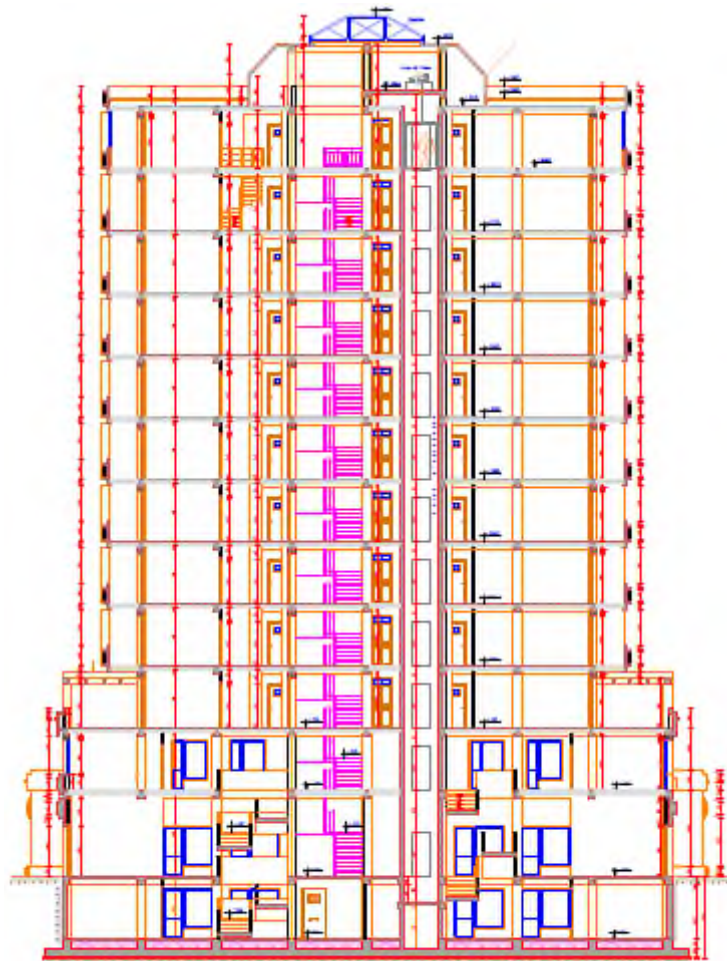
- Sous-sol + RDC+ premier étage à usage commercial.
- Du deuxième étage au onzième étage sont à usage d'habitation (chaque étage contient 5 logements de type F3, sauf un des logements du 10<sup>ème</sup> étage est en duplexe).

### ***I.2.1. Implantation de l'ouvrage***

Le site d'implantation de notre ouvrage se trouve au niveau de l'EDIMCO dans la commune de Bejaia, qui d'après le règlement parasismique Algérien (**RPA99/version2003**) est classé en zone de moyenne sismicité (en zone IIa).

### ***I.2.2. Description architecturales***

- **Dimensions en plan**  
 $L_x = 33\text{m}$  ;  $L_y = 39.8\text{ m}$
- **Dimensions en élévation**
  - Hauteur du bâtiment : 40.97 m
  - Hauteur de Sous-sol : 3.06 m
  - Hauteur RDC : 4.25 m
  - Hauteur de chaque étage : 3.06 m



**Figure I. 1.**Coupe A-A de la structure.

### **I.3. Rapport de sol**

Le terrain réservé au projet de la promotion immobilière E.P.B.T.P, qui est notre projet d'étude, est constitué de formations alluvionnaires représentées par les marnes limoneuses avec des passages de sables et graviers. Elles sont recouvertes d'une couche de remblai d'épaisseur variable pouvant atteindre 3 mètres en certain points.

Les essais pénétrométriques mettent en évidence certains horizons à faible résistance en pointe jusqu'à la profondeur de 3.6m.

Le sol en place est de moyenne compacité, moyennement à assez fortement compressible et non gonflant.

D'après ce rapport on peut classer notre sol en classe S3. Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations serait de 1.5 bar, avec des tassements admissibles.

La sous face de la fondation serait à 3.60 m de profondeur afin de dépasser la couche de remblai et d'éviter les horizons de faible résistance. (**Voir annexe I**).

## I.4. Description structurales

- ✓ **L'ossature** : notre bâtiment est en ossature en béton armé qui reprend la totalité des efforts horizontaux, et vu que le **RPA/99 Version 2003** exige que pour toute structure qui dépasse une hauteur de 14 m en zone IIa, qu'il est indispensable d'introduire des voiles. Sur ce, il est plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (voiles portiques) tel est le cas de notre structure.
- ✓ **Les planchers** : ce sont des éléments horizontaux qui servent de séparation entre les différents niveaux qui forment un diaphragme rigide conçu pour assurer la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement. Néanmoins, il existe deux (2) types de planchers celui à corps creux et à dalle pleine.
- ✓ **Les poutres** : elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant, elles sont considérées comme éléments principaux.
- ✓ **Les poteaux** : ce sont des éléments structuraux verticaux destinés à reprendre et transmettre les différentes sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.
- ✓ **Les voiles** : ils sont réalisés en béton armé, le nombre choisis, leurs emplacements et leurs dimensions seront déterminé ultérieurement.
- ✓ **Les escaliers** : ce sont des éléments secondaires permettent le passage d'un niveau a un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Dans notre cas on a deux types : escalier à deux volées et escalier basculé
- ✓ **La maçonnerie** :
  - *les murs extérieurs* : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.



- *Les murs intérieurs* : sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.
- ✓ **Les balcons** : ils seront réalisées en dalle pleine.
- ✓ **La gaine d'ascenseur** : vu que notre bâtiment est assez haut, donc il est indispensable d'utiliser un ascenseur pour faciliter le déplacement entre les différents étages .La gaine est de forme rectangulaire, son ossature sera assurées par des voiles en béton armé.
- ✓ **Le revêtement** :
  - Carrelage pour les planchers et les escaliers.
  - Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
  - Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- ✓ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher de la terrasse (dans notre cas elle est inaccessible) coulée sur place.
- ✓ **L'infrastructure** : elle dépend généralement de la nature de sol, réalisée en béton armé, après l'étude de la superstructure. Elle est constituée d'un ensemble rigide et résistant qui assure les fonctions suivantes :
  - Transmission des charges horizontales et verticales au sol.
  - Réaliser l'encastrement de la structure au sol.
  - Limiter les tassements différentiels.

## I.5. Contreventement

Selon le **RPA99/2003**, tout ouvrage dépassant les 14m de hauteur doit être constitué de portiques et de voiles en béton armé (contreventement mixte avec justification d'interaction voile-portique) **RPA99 version 2003 (Art3.4.A.1.a)**. Pour ce type de contreventement il ya lieu de vérifier un certain nombre de condition :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

## I.6. Règlements et normes utilisés

L'étude d'un projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ✓ CBA93 (Code De Béton Armé).
- ✓ RPA99 version 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- ✓ BAEL91 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- ✓ DTR BC2.2 (Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges).
- ✓ DTR BC2.331 (Règles De Calcul Des Fondations Superficielles).

## I.7. Indication générale sur les règles de BAEL

### I.7.1. Définition de l'état limite

On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Les ouvrages et les éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation. Un état limite est donc atteint lorsqu'une condition requise d'une construction est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification dans le sens défavorable d'une des actions agissant sur elle, on distingue deux catégories d'état limites :

#### I.7.1.1. Etat Limite Ultime (ELU)

Il désigne généralement la limite de résistance mécanique, il en résulte une plastification des matériaux et une grande déformation, ce qui est considéré comme une ruine. Donc globalement il met en cause la sécurité de l'ouvrage.

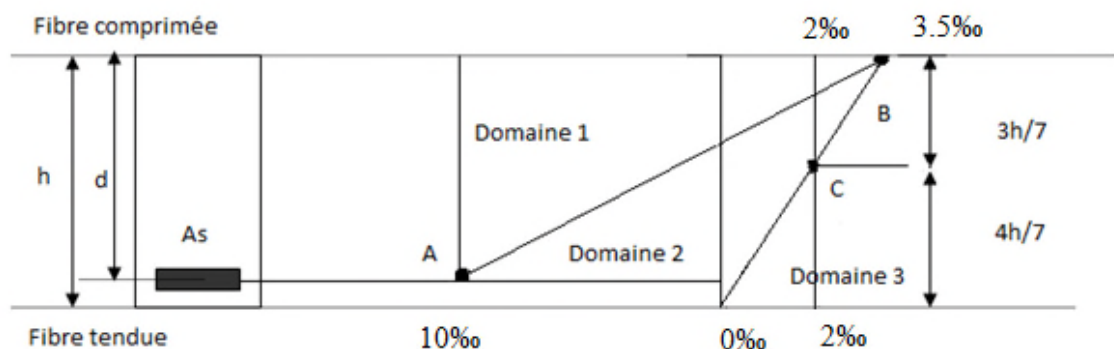
On distingue :

- *Un état d'équilibre statique* : il concerne la stabilité de l'ouvrage ce qui veut dire : une structure ne doit ni basculer ni glisser sous l'ensemble des charges qui s'exerce sur lui.

- **Etat Limite Ultime de résistance** : c'est-à-dire le non rupture de l'ouvrage sous les efforts qui lui sont appliquées.
- **Etat Limite Ultime de stabilité de forme** : entre autre c'est la résistance au flambement.

Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C (figure1)

- Pivot A (Domaine 1) : allongement de l'acier le plus tendu  $\epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$  : pièces soumises à la traction simple, la flexion simple ou composée.
- Pivot B (domaine 2) : raccourcissement de la fibre la plus comprimée  $\epsilon_b = 3.5 \cdot 10^{-3}$  : pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- Pivot C (domaine 3) : raccourcissement de la fibre de béton à la distance  $(3/7h)$  de la fibre la plus comprimée  $\epsilon_b = 2 \cdot 10^{-3}$  : pièces soumises a la flexion composée ou a la compression simple



**Figure I. 2.**Diagramme des déformations limitent de la section.

### I.7.1.2. Etat Limite de Service (ELS)

C'est un état ou il faut le respecter parfaitement pour compromettre à la durabilité et à l'exploitation de l'ouvrage dans de bonne condition, on distingue :

- **Etat limite d'ouverture de fissuration** : la non protection des armatures provoque leurs corrosion ce qui compromet la durabilité de l'ouvrage.

- **Etat limite de déformation** : la déformation des éléments de l'ouvrage peut créer des désordres.
- **Etat de compression du béton.**

### ***1.7.2. Hypothèses fondamentales de calcul BAEL91 et CBA93***

#### **1.7.2.1. Hypothèses de calcul aux états limites ultimes (ELU)**

- Les sections planes restent planes après déformation.
- Pas de glissement à l'interface béton – armatures.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement des aciers est limité à 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- Le diagramme contrainte déformation ( $\sigma; \varepsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

#### **1.7.2.2. Hypothèses de calcul aux états limites de services (ELS)**

- Les sections planes restent planes après déformation.
- Pas de glissement à l'interface béton – armatures.
- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )
- L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton.
- L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.
- Le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est égal à 15

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec :  $E_s$  : module de Young de l'acier.

## **I.8 .Action et sollicitation**

### ***I.8.1. Les actions***

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, ...etc.) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variation de températures, tassements d'appuis, ... etc.) qui entraînent des déformations dans la structure, on distingue :

#### **I.8.1.1. Les actions permanentes (G)**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure, poids des murs, cloisons, revêtements... etc.
- Le poids des poussés des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

#### **I.8.1.2. Les actions variables (Q)**

Ce sont des actions dont l'intensité variable dans le temps.

- surcharge d'exploitation.
- charges appliquées au cours d'exécution.
- charges climatiques (neige, vent).
- Les actions dues à la température.

#### **I.8.1.3. Les actions accidentelles (E)**

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

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers, ou de bateaux
- Explosion.
- Les feux.

### I.8.2. Les combinaisons des actions

Les sollicitations à considérer dans les calculs : (Les moments fléchissant, les efforts tranchants, les efforts normaux) résultant des combinaisons d'action définies ci-après et avec les notations suivantes :

- $G_{\max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorables.
- $G_{\min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorables.
- $Q_1$  : action variable dite de base.
- $Q_i$  ( $i > 1$ ) : action variable dite d'accompagnement.

#### I.8.2.1. Combinaisons à considérer pour l'ELU

- **Situations durable** : (vis à vis des états limites de résistances) :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1.3\psi_{oi}Q_i \quad \text{BAEL91 (Article A.3.3, 21)}$$

$\gamma_{Q1} = 1.5$  dans le cas général.

$\gamma_{Q1} = 1.35$  pour les bâtiments agricole à faible densité d'occupation humaine

$\psi_{oi}$  : coefficient de pondération des valeurs d'accompagnements, il est égale à :

En général :

$$\begin{cases} \psi_{oi} = 0.77 \rightarrow \text{vent, neige et autres cas} \\ \psi_{oi} = 0.9 \rightarrow \text{salle d'archive, parc de stationnement} \end{cases} \quad \text{BAEL91 (Art D.1.2, 3)}$$

$\psi_{oi} = 0.6 \rightarrow$  variation uniforme de la température.

- **Situation accidentelle** :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11}Q_1 + \sum \psi_{2i}Q_i \quad \text{BAEL91 (Art A.3.3, 22)}$$

$F_A$  : valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i}Q_i$  : valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2,i}Q_i$ : valeur quasi permanente d'une action variable.

$\psi_{1,i}$ : fixés par la réglementation en vigueur.

### I.8.2.2. combinaisons d'actions à considérer pour l'ELS

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i}Q_i \quad \text{BAEL91 (Ar A.3.3.3)}$$

### I.8.2.3. Combinaisons d'actions données par le RPA99

- **Situation durable :**
  - ELU :  $1.35G + 1.5Q$
  - ELS :  $G + Q$
- **Situation accidentelle :**
  - $G + Q \pm E$
  - $0.8G \pm E$
  - $G + Q \pm 1.2$  (uniquement pour les poteaux dans les constructions auto-stable)

## I.9 .Caractéristiques mécaniques des matériaux

### I.9.1. Béton

Le béton est un mélange composite hétérogène, constitué de granulats, de sable, d'un liant hydraulique et de l'eau de gâchage. A ces composants s'ajoutent parfois des adjuvants qui améliorent les performances du matériau. Le béton choisi est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

#### I.9.1.1. Résistance du béton

- *Résistance caractéristique à la compression CBA93 (Article A.2.1 ,11)*

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à j jours est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes cylindriques de 16x32. Elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus de l'ensemble des

ruptures des essais de compression. En pratique, comme le nombre d'essais réalisés ne permet pas un traitement statistique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante :

$$f_{cj} = \frac{\sigma_j}{1.15}$$

Où  $\sigma_j$  est la valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisées. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :  $f_{c28}$ . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $j$  jours, définies à partir de  $f_{c28}$ , par :

- Pour des Résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j f_{c28}}{4.76 + 0.83j} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

La figure suivante donne l'allure de la variation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

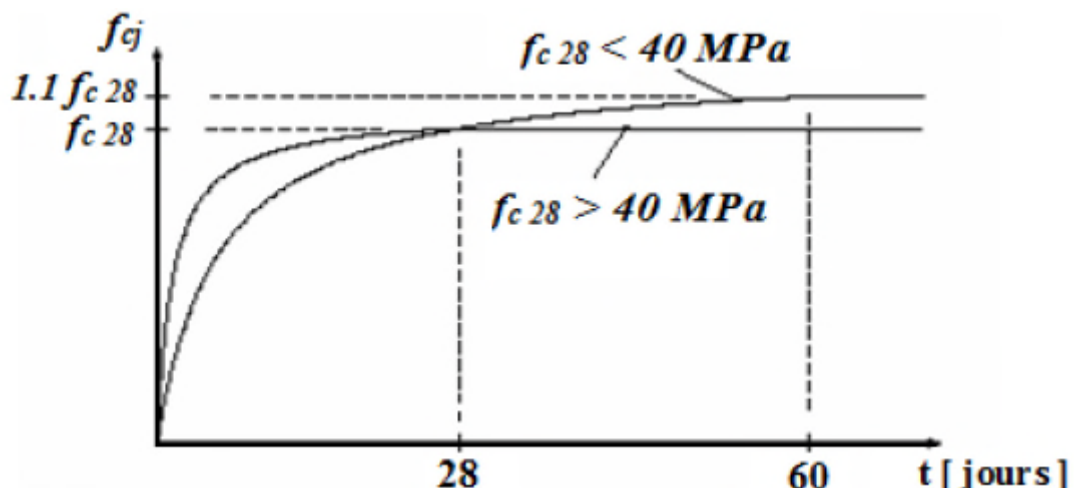


Figure I. 3. Evaluation de la résistance du béton  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.



- **Resistance à la traction  $f_{tj}$**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée ( $f_{tj}$ ) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (Art A.2.1, 12)}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj}^{2/3} \quad \text{si } f_{cj} > 60 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (Annexe F)}$$

Pour j= 28 jours et  $f_{c28}=25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28}=2.1 \text{ MPa}$ .

**1.9.1.2. Module de déformation longitudinale du béton**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton : module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égale à trois fois le module différé  $E_{ij} = 3E_{vj}$ .

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}) \quad \text{CBA93 (Art A.2.1.21)}$$

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}) \quad \text{CBA93 (Art A.2.1.22)}$$

**Tableau I. 1.** Les valeurs de  $E_{ij}$  et  $E_{vj}$  en fonction de  $f_{cj}$

$f_{cj}$ (MPa)	25	30	40	50	60
$E_{ij}$ (MPa)	3264.20	34180	37620	40524.35	43063.54
$E_{vj}$ (MPa)	10819	11497	12654	13631	14485

**I.9.1.3. Coefficient de poisson BAEL91 (Article A.2.1, 3)**

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

Le coefficient de poisson sera pris égal à

- $\nu = 0$  pour un calcul de sollicitations à l'ELU.
- $\nu = 0.2$  pour un calcul de déformations à l'ELS.

**I.9.1.4. Module d'élasticité transversale G**

Le module de déformation transversale est donné par :

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)}$$

**E** : module de Young

$\nu$  : coefficient de poisson,

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

**G = 0.4E** pour le béton non fissuré (ELS).

**G = 0.5E** pour le béton fissuré (ELU).

**I.9.1.1.5. Diagramme contrainte déformation**

- **Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime (ELU)**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \quad (\text{MPa})$$

$\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application de la charge

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{situation courante} \\ 1.15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

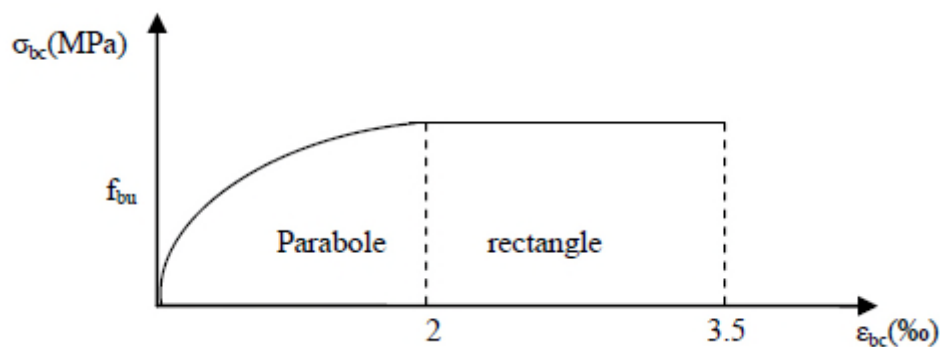
$\theta = 1.0$   $\longrightarrow$  lorsque  $T \geq 24\text{h}$ .

$\theta = 0.9$   $\longrightarrow$  lorsque  $1\text{h} \leq T \leq 24\text{h}$ .

$\theta = 0.8$   $\longrightarrow$  lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action  $< 1\text{h}$ .

$T$  : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

Dans notre cas  $T \geq 24\text{h}$  d'où :  $\begin{cases} \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} & \text{situation durable.} \\ \sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$



**Figure I. 4.**Diagramme contrainte - déformation à l'ELU.

Cette courbe est utilisée lorsque la section est entièrement comprimée, sinon on utilise le diagramme simplifié (rectangulaire).

- Contrainte de compression  $\bar{\sigma}$  à l'Etat Limite De Service (ELS)

$$\bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

CBA93 (Article A.4.5.2)

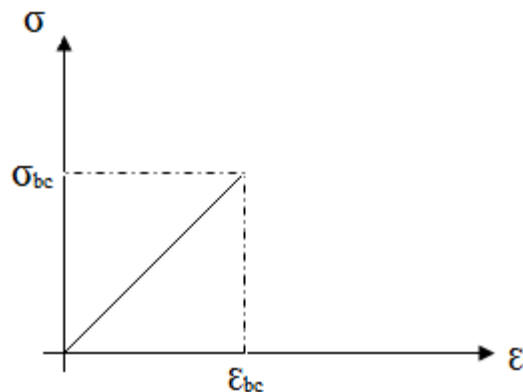


Figure I. 5. Diagramme contrainte - déformation à l'ELS.

#### I.9.1.6 .Contrainte de cisaillement du béton

Elle est limitée par  $\tau < \tau_{adm}$

- **Cas de fissuration peu nuisible (FPN)**

$$\bar{\tau}_u \leq \min (0.13f_{c28}, 5 \text{ MPa} )$$

D'où :  $\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$ .

- **Cas de fissuration nuisible (FN) ou très nuisible (FTN)**

$$\bar{\tau}_u \leq \min (0.1f_{c28}, 4 \text{ MPa} )$$

D'où :  $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ .

#### I.9.2. Acier

L'acier est un alliage de minerai de fer et de carbone en faible pourcentage. Son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs avec une teneur en carbone de 0.15 à 0.25%.
- Aciers durs avec une teneur en carbone de 0.25 à 0.40%.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique  $f_e$  et leur module d'élasticité  $E$ .

Le tableau suivant donne quelques exemples d'aciers utilisés en construction et leurs caractéristiques.

**Tableau I. 2.**Caractéristiques des aciers utilisés

Type	Nuance	Limite élastique	Limite de rupture
		Fe (MPa)	(MPa)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	480
	FeE500	500	550
Ronds lisses (RL)	FeE215	215	330-390
	FeE235	460-490	460-490
Treillis soudés (TS)	FeE500	500	500

Selon le **RPA99 (Art7.2.2)**, les armatures longitudinales doivent être : de haute adhérence avec FeE400  $\rightarrow$  400MPa. L'allongement total relatif sous charge maximale doit être supérieur ou égal à 5%. Dans notre ouvrage on utilise :

- Acier haute adhérence (HA) : FeE400 pour les armatures longitudinales.
- Acier rond lisse (RL) : FeE235 pour les étriers, cadres, épingles, ... etc.
- Acier treillis soudés (TS) : FeE500 pour la dalle de compression.

### I.9.2.1. Caractéristique mécanique de l'acier à l'ELU

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte-déformation de la figure 7

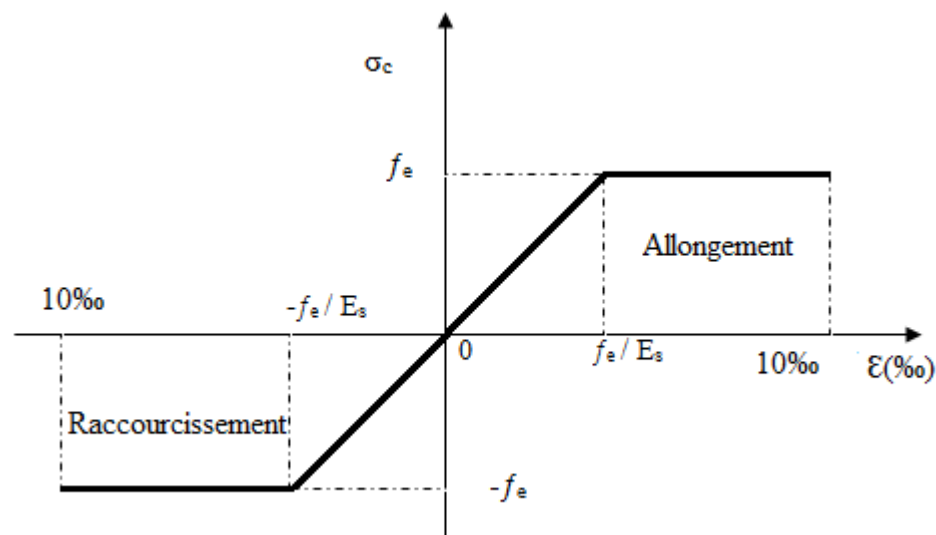
**BAEL91 (Art A.4.3, 2)**, ou la valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie  $f_{su}$  est définie par :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \epsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s E_s}$$

$\gamma_s$  : est un coefficient de sécurité partiel qui vaut 1.15 sauf pour les combinaisons accidentelles ou il vaut 1.

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinale de l'acier qui est égal à 200000 MPa.

$\epsilon_s$  : Allongement relatif.



**Figure I. 6.**Diagramme contrainte – déformation de l'acier.

### I.9.2.2. Caractéristique mécanique de l'acier à l'ELS

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.
- Fissuration nuisible :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$$

- Fissuration très nuisible :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$$

$\eta$  : coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1.6$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

## **Conclusion**

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ses propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour cela, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristiques du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

# *Chapitre II*



## II .1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le **BAEL 91**. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements **BAEL 91**, **CBA 93**, **RPA 99 version 2003** et les différents **DTR**.

## II.2.Pré dimensionnement du plancher

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre ouvrage, on utilise deux types de planchers :

- Plancher à corps creux en partie courante,
- Plancher à dalle pleine.

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

#### *II.2.1.1. Disposition des poutrelles*

Le choix du sens de disposition des poutrelles est pris selon les deux critères suivants :

- Le critère de la réduction des moments (critère de la petite portée),
- Le critère de la continuité.

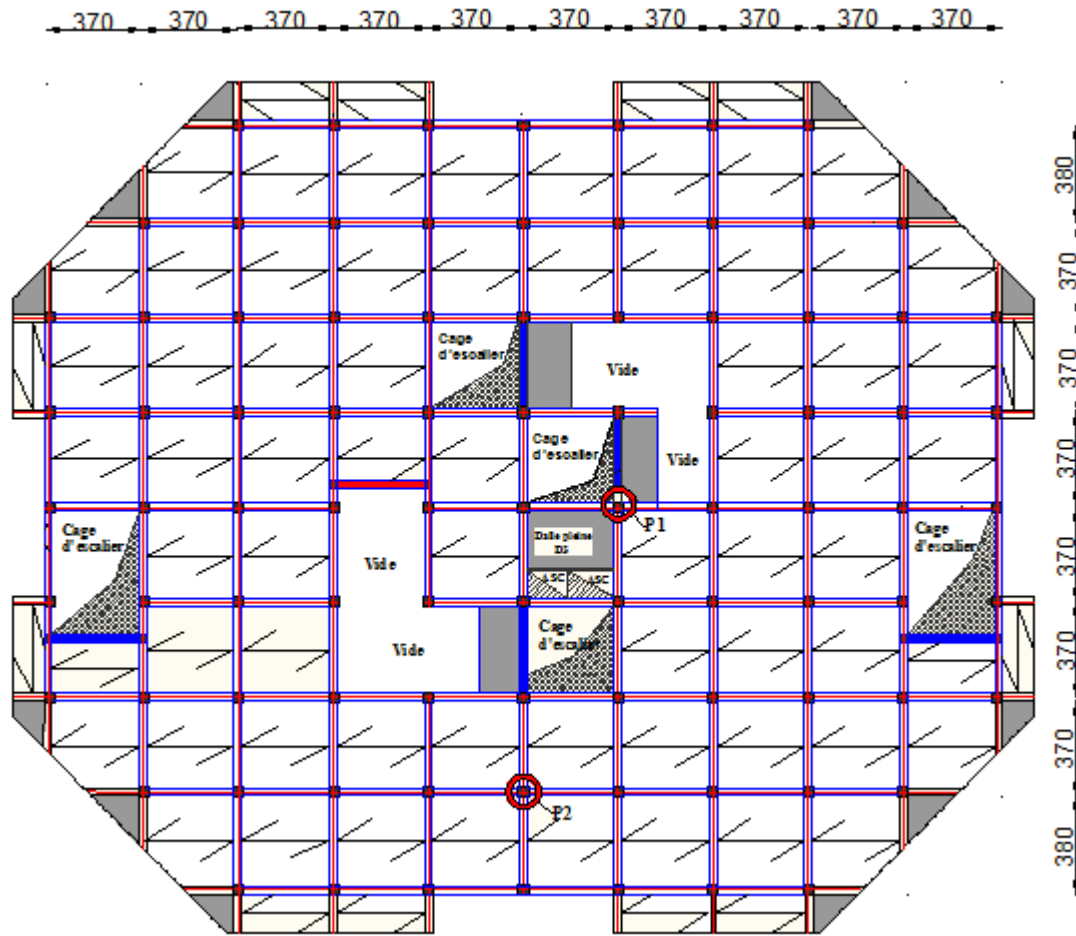
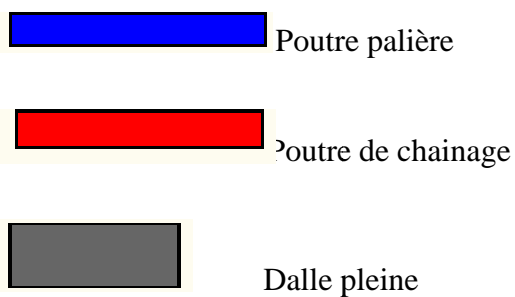


Figure II. 1. Plan de disposition des poutrelles.



P1 : poteau de cage d'escalier

P2 : poteau central

### II.2.1.2. Pré dimensionnement de plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur  $h_t$

$$(h_t = h_{cc} + h_{Dc}).$$

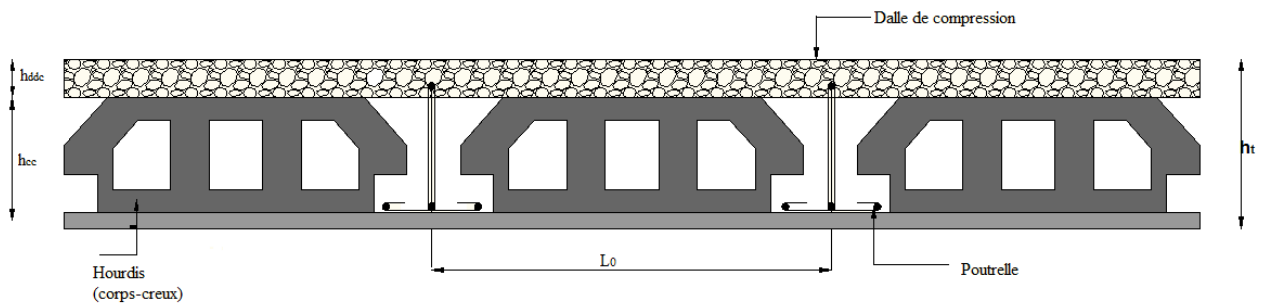


Figure II. 2. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Avec

- $h_t$  : hauteur totale.
- $h_{cc}$  : hauteur du corps creux.
- $h_{dc}$  : hauteur de la dalle de compression.
- $L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

La hauteur du plancher  $h_t$  doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \dots\dots\dots \text{CBA 93 (article B.6.8.4.2.4)}$$

$L_{\max}$  : distance maximal entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

On prend la largeur de la poutre principale égale à 0.3 m

$$L_{\max} = 3.7 - 0.3 = 3.4 \text{ m}$$

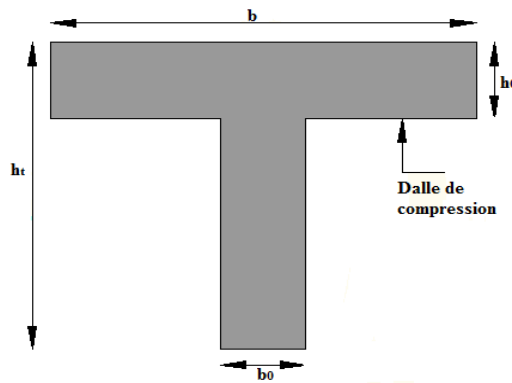
$$h_t \geq \frac{340}{22.5} \quad \Rightarrow h \geq 15.11 \text{ cm}$$

On prend  $h_t = 20 \text{ cm}$ ,

Soit  $h_t = 16+4$   $\begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \end{cases}$

**II.2.1.3. Pré dimensionnement des poutrelles**

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression), qui servent à transmettre des charges réparties et concentrées vers les poutres principales comme indiquée la figure suivante :



**Figure II. 3.**Coupe transversale de la poutrelle.

Avec :

- $h_t$  : hauteur totale de la nervure (hauteur de plancher = 20cm).
- $h_0$  : hauteur de la dalle de compression
- $b_0$  : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

$b_0 = (0.4 ; 0.7) h_t$

- $b$  : Largeur efficace de la dalle qui participe à la résistance avec la nervure définie par la relation suivante :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left( \frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right) \dots\dots\dots \text{BAEL 91 (article 4.1.3)}$$

$L_x$  : la distance entre nus qui sépare deux nervures (la longueur de corps creux)

$L_y$  : la travée minimale des déférentes poutrelles entre nus d'appuis.

Pour notre cas on a :

$$h_t = 20 \text{ cm} ; \quad b_0 = 10 \text{ cm} ; \quad h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 330 - 30 = 300 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{300}{10}\right) \Rightarrow \quad \frac{b-10}{2} \leq \min(27.5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

### ***II.2.1. Plancher à dalle pleine***

Une dalle pleine est un élément horizontal reposant, avec ou sans continuité, sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Ce type de plancher est utilisé essentiellement quand le plancher à corps creux ne peut être utilisé, son dimensionnement dépend des critères suivants :

- **Critère de résistance**

- $e \geq \frac{L_x}{20}$  → pour dalle sur deux appuis parallèles

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  → pour les dalles avec des appuis dans les deux sens avec ( $\rho \leq 0.4$ ).

- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  → pour les dalles avec ( $\rho > 0.4$ )

- **Critère de coupe- feu**

- $e \geq 7 \text{ cm}$  → pour 1 heure de coup de feu.

- $e \geq 11 \text{ cm}$  → pour 2 heures de coup de feu.

- $e \geq 14 \text{ cm}$  → pour 4 heures de coup de feu.

- **Critère d'isolation phonique**

- $e \geq 14 \text{ cm}$  (Ce critère n'est pas applicable pour les balcons, terrasses, ...etc.).

### II.2.1. 1. Types de dalles pleines

- Dalle sur 2 appuis (du 3<sup>ème</sup> étage au 11<sup>ème</sup> étage)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.13}{4.13} = 1 > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{413}{45} \leq e \leq \frac{413}{40}$$

$$9.17 \leq e \leq 10.325 \Rightarrow e = 10 \text{ cm}$$

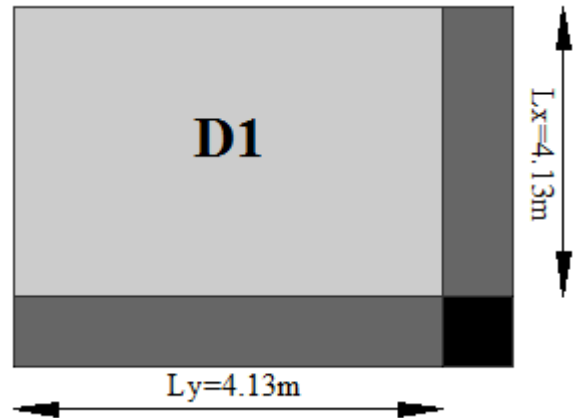


Figure II. 4.dalle sur deux appuis.

- Dalle sur 3 appuis (Loggia du 3<sup>ème</sup> étage au 11<sup>ème</sup> étage)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.8}{3.3} = 0.54 > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40}$$

$$4 \leq e \leq 4.5 \Rightarrow e = 4 \text{ cm}$$

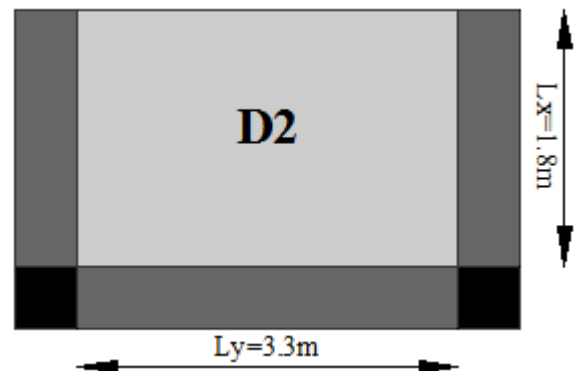


Figure II. 5.dalle sur trois appuis.

D'après les résultats obtenus ci- dessus, on adopte le critère de coupe feu de  $2h$  ( $e \geq 11 \text{ cm}$ ), donc les épaisseurs des dalles pleines seront prise égales à  $12 \text{ cm}$  ( $e=12$ )

### II.3. Pré dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé en ligne moyen rectangulaire, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On a deux types de poutre :

- poutre principale
- poutre secondaire

#### II.3.1. poutres principales

Elles sont perpendiculaires aux poutrelles, leurs hauteurs sont déterminées selon la condition de la flèche suivante :

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

Avec  $h$  : la hauteur de la poutre principale

$L_{max}$  : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

On suppose un poteau de  $(30*30)$  cm<sup>2</sup>,

$$L_{max} = (3.8 - 0.3) = 3.5 \text{ m.}$$

$$\text{Donc, } \frac{350}{15} \leq h_p \leq \frac{350}{10} \quad \Rightarrow \quad 23.33 \text{ cm} \leq h_p \leq 35 \text{ cm}$$

$$\text{Alors, on prend } \begin{cases} h_p = 35 \text{ cm} \\ b_p = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$(h_p, b_p)$  : Dimensions de la poutre principale

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis de des exigences du **RPA** :

- $b_p = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ , vérifiée.
- $h_p = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ , vérifiée.

$$= \frac{h_p}{b_p} = 1.16 \leq 4, \text{ vérifiée}$$

Dans ce cas les conditions de l'**RPA** sont vérifiées, donc on adopte des poutres de  $(30*35) \text{ cm}^2$ .

### II.3.2. poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles, leurs hauteurs sont déterminées selon la condition de la flèche :

$$L_{max} = (3.7 - 0.30) = 3.4 \text{ m.}$$

$$\frac{340}{15} \leq h_s \leq \frac{340}{10} \quad \Rightarrow \quad 22.66 \text{ cm} \leq h_s \leq 34 \text{ cm}$$

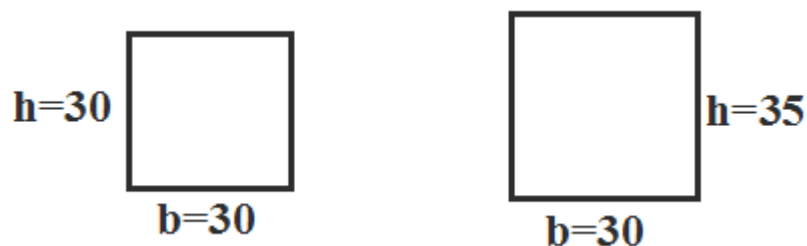
Alors, on prend  $\begin{cases} h_s = 30 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases}$ ,

$(h_s, b_s)$  : Dimensions de la poutre secondaire

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis de des exigences du **RPA** :

- $b_s = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ , vérifiée.
- $h_s = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ , vérifiée.
- $\frac{h_s}{b_s} = 1 \leq 4$ , vérifiée.

Dans ce cas les conditions de l'**RPA** sont vérifiées, on adopte des poutres de  $(30*30) \text{ cm}^2$ .



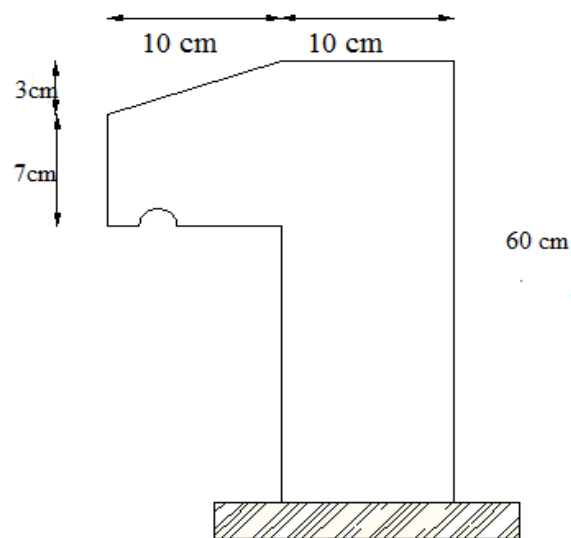
**Figure II. 6.** Coupe transversale des poutres principales et secondaires.



## II.4. L'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console verticale encastrée au plancher terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations d'eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde corps pour les terrasses inaccessibles.

Dans notre ouvrage, la terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60 cm et 100 cm et de 10 cm d'épaisseur. La trappe d'accès à la terrasse est entourée d'un acrotère de 60 cm d'hauteur et 10 cm d'épaisseur.



**Figure II. 7.**Schéma de l'acrotère.

Les dimensions et les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

Soit S la section de l'acrotère :

$$S = (0.6 * 0.1) + (0.07 * 0.1) + \left( \frac{0.03 * 0.1}{2} \right) = 0.0685 \text{ m}^2.$$

**Charge permanente :**

Poids propre :

$$G = \gamma_b * S$$

$$G = 25 * 0.0685 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

**Enduit de ciment ( $G_{int}$ ,  $G_{ext}$ ) :**

$$G_{int} = \gamma_c * h * e$$

$$G_{int} = 25 * 0.6 * 0.015 = 0.225 \text{ KN/ml}$$

$$G_{ext} = \gamma_c * h * e$$

$$G_{ext} = 25 * 0.6 * 0.02 = 0.3 \text{ KN/ml}$$

$$G_{tot} = G + G_{int} + G_{ext} = 1.7125 + 0.225 + 0.3 = 2.2375 \text{ KN/ml}$$

**Tableau II. 1.** Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère.

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (intérieur et extérieur) (KN/ml)	G total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.0685	1.7125	0.525	2.2375	1

## II.5. Les voiles

Les voiles sont des éléments résistants généralement verticaux de type plan dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux (séisme, vent) est très importante vue la grande inertie de leurs sections horizontales. D'autre part ils reprennent les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur  $e$  donnée par le **RPA 99/2003**:

➤  $e \geq \frac{h_e}{20}$  pour les voiles simples, avec :

$h_e$  : hauteur libre d'étage (hauteur d'étage – épaisseur de la dalle)

➤  $e \geq 15 \text{ cm}$

Les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4.e$ ) sont considérés comme des voiles, avec :

- L : longueur minimale du voile.
- e : épaisseur du voile.

**RPA 99 version 2003 (article 7.7.1)** définit comme étant l'épaisseur minimale du voile est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$ .

Avec :  $h_e$  : hauteur libre d'étage,  $h_e = h_t - e_{\text{dalle}}$

- **RDC et Sous sol**

$$h_e = 425 - 20 = 405 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{405}{20} \Rightarrow e \geq 20.25 \text{ cm}$$

- **les autres niveaux**

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{286}{20} \Rightarrow e \geq 14.3 \text{ cm}$$

Finalement on prend : (**e = 20 cm**) pour le sous-sol et l'RDC,

(**e = 15 cm**) Pour les autres niveaux.



**Figure II. 8.** Coupe transversale d'un voile.

Longueur minimale du voile :  $L \geq 4 . e$

Des fondations jusqu' au RDC  $L = 80 \text{ cm}$ .

Du 1<sup>er</sup> étage jusqu'au bout  $L = 60 \text{ cm}$ .

**II.6. Les escaliers**

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage un autre. L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont représentés dans la figure suivante :

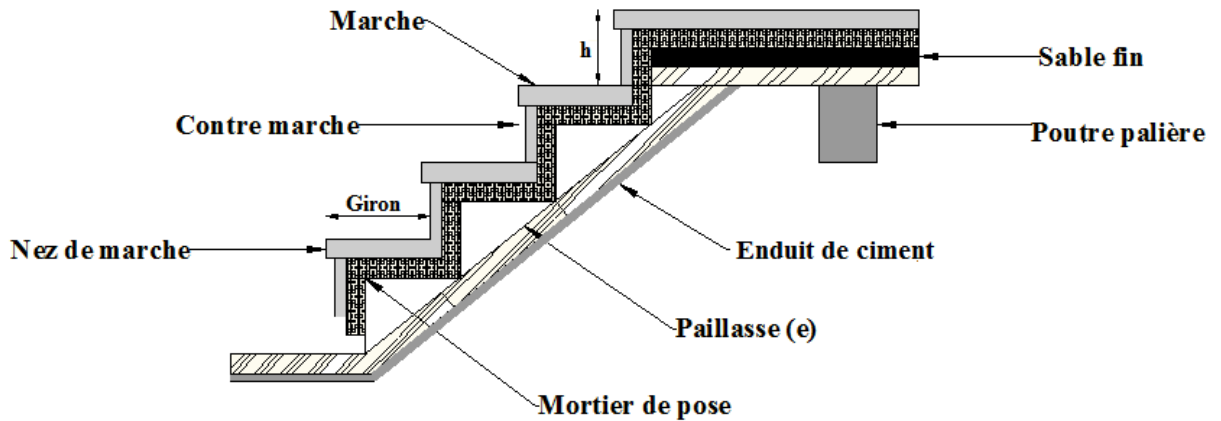


Figure II. 9. Détail d'un escalier droit à deux volées.

Dans notre ouvrage on a deux types d'escalier :

- Du sous-sol au 11<sup>ème</sup> étage : escalier droit à deux volées avec un palier de repos
  - Du 10<sup>ème</sup> au 11<sup>ème</sup> étage : escalier basculé. Dans notre cas il est conçu en bois
- **Type 1 : Escalier droit à deux volées sous-sol**

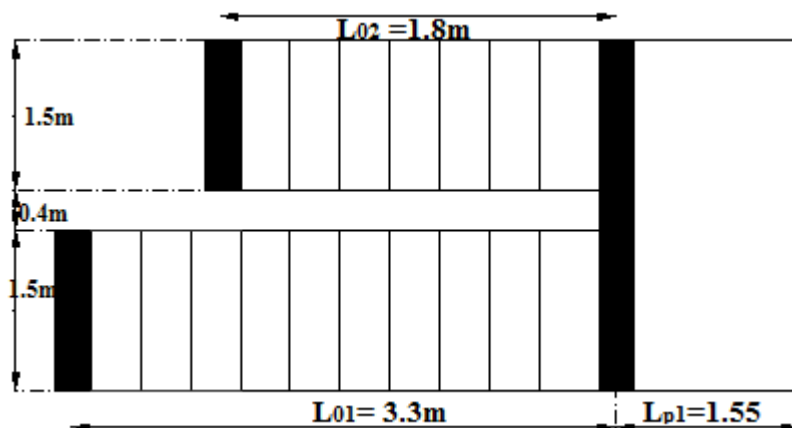
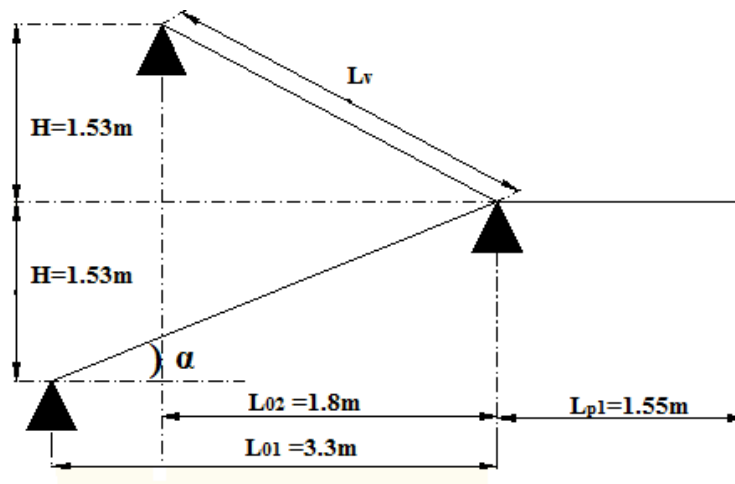


Figure II. 10. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées



**Figure II. 11.**Schéma de l'escalier droit à deux volées.

H : la hauteur du palier,

$L_0$  : longueur projetée de la volée,

$L_v$  : longueur de la volée,

$L_p$  : longueur du palier de repos,

$\alpha$  : angle de raccordement.

Le dimensionnement d'un escalier revient à déterminer:

➤ **La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :**

- la hauteur des contre marches (h) se situe entre 14 et 18 cm.

- g : c'est le giron.

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la relation de BLONDEL vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron:

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L_0}{n-1}$$

$n$  : le nombre de contre marches donner par la formule suivante :

$$n = \frac{H}{h}$$

On fixant la hauteur des contre marches  $h$  à 17cm, nous aurons le nombre de contre marche égal à :

$$n = \frac{306}{17} = 18 \rightarrow \text{on prend 18 contre marches}$$

#### A. Pour $L_{01} = 3.3\text{m}$

On prend 11 contre marches

$\Rightarrow$  le nombre de marche est  $(n - 1) = 10$  marches

$$g = \frac{330}{10} = 33 \text{ cm} \quad \text{et} \quad 60 \text{ cm} \leq 64\text{cm} \leq 65 \text{ cm}$$

Donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

#### ➤ Angle de raccordement $\alpha$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_{01}}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.53}{3.3}\right) = 24.87^\circ$$

#### ➤ Epaisseur de la paille (e)

Elle se détermine en satisfaisant les conditions suivantes :

$$- \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$- e \geq 11 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{ pour 2 heurs de coupe-feu}$$

Avec :  $L = L_v$

$$\text{Avec : } L_v = \frac{1.53}{\sin(24.87)} = 3.63 \text{ m}$$

Donc :  $L = L_v = 3.63 \text{ m}$

$$\frac{363}{30} \leq e \leq \frac{363}{20} \quad 12.1\text{cm} \leq e \leq 18.15 \text{ cm}$$

$$e = 14\text{cm}$$

### B. Pour $L_{02} = 1.8\text{m}$

On prend 7 contres marches

⇒ le nombre de marche est  $(n - 1) = 6$  marches

$$g = \frac{180}{6} = 30\text{cm} \quad \text{et} \quad 60 \text{ cm} \leq 64\text{cm} \leq 65 \text{ cm}$$

Donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

#### 1) Angle de raccordement $\alpha$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_{01}}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.53}{1.8}\right) = 40.36^\circ$$

#### 2) Epaisseur de la paille (e)

Elle se détermine en satisfaisant les conditions suivantes :

- $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$
- $e \geq 11 \text{ cm}$  ..... pour 2 heures de coupe-feu

$$\text{On a : } L_v = \frac{1.53}{\sin(40.36)} = 2.36 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } L = L_v = 2.36 \text{ m}$$

$$\frac{236}{30} \leq e \leq \frac{236}{20} \quad 7.86\text{cm} \leq e \leq 11.8\text{cm}$$

$$e = 10\text{cm}$$

De même pour le reste des escaliers de tout l'ouvrage on trouvera les résultats motionnés dans le tableau suivant :

**Tableau II. 2.** Dimensionnement des escaliers.

Etages	H (m)	h (cm)	n	g (cm)	$L_0$ (m)	$L_v$ (m)	L (m)	$\alpha$	e (cm)
Sous-sol	3.06	17	11	30	3.3	3.63	3.63	24.87°	14
		17	6	30	1.8	2.36	2.36	40.36°	10
	3.06	17	9	27	2.4	2.84	2.84	32.52°	14
		17	8	30	2.4	2.84	2.84	32.52°	14
RDC	4.25	17	12	30	3.6	4.18	4.18	30.55°	14
		17	12	30	2.7	3.44	3.44	38.20°	14
	4.25	17	12	22.5	2.7	3.44	3.44	38.20°	14
		17	12	22.5	2.7	3.44	3.44	38.20°	14
Etage 1	3.06	14	11	30	3.3	3.63	3.63	24.87°	14
		14	10	33	3.3	3.63	3.63	24.87°	14
	3.06	14	11	30	2.4	2.84	2.84	32.52°	14
		14	10	34	3.3	3.63	3.63	24.87°	14
Etages de 2 à 11	3.06	17	9	27	2.4	2.84	2.84	24.87°	14
	3.06	17	8	30	2.4	2.84	2.84	24.87°	14

Donc on adopte une épaisseur des paliers égale à 14 cm (e=14 cm)



## II.7. Evaluation des charges et des surcharges

Dans le but d'effectuer la descente de charge et pour retrouver le poteau le plus sollicité, nous évaluons les différentes charges et surcharges revenant aux éléments du plancher.

**Tableau II. 3.**Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers.

Plancher	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharge Q (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12	
	Forme de pente	22	0.15	3.3	
	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01	
	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
total				<b>7.36</b>	
Plancher courant à usage d'habitation et de commerce	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5 pour le plancher d'habitation
	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	

	Enduit de ciment	18	0.015	0.27	5 pour le plancher de commerce	
	Cloison de distribution	9	0.1	0.9		
total				<b>5.22</b>		
<b>Dalle pleine :</b> <b>Etage courant (ascenseur)</b>	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5 pour l'étage courant. 3.5 pour les balcons.	
	Mortier de pose	20	0.02	0.4		
	Lit de sable	18	0.02	0.36		
	<b>balcons, loggia, terrasse accessible</b>	Dalle pleine	25	0.12	3	5 La terrasse (étage commerce) 1.5 pour la terrasse accessible et loggia. (étage courant)
		Enduit de ciment	18	0.015	0.27	
total				<b>4.47</b>		

**Tableau II. 4.**Évaluation des charges des murs extérieurs et intérieurs.

Type de murs	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Murs extérieurs</b>	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
	Brique creuse	9	0.15	1.35
	Lame d'air	/	0.05	/
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
total				<b>2.79</b>

<b>Murs intérieurs</b>	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
total				<b>1.46</b>

**Tableau II. 5.**Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des paliers 'escaliers.

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharge Q (KN/m <sup>2</sup> )
Palier	25	0.2	5	<b>2.5</b>
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de ciment	18	0.015	0.27	
total			<b>6.47</b>	

**Tableau II. 6.**Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des volées d'escaliers.

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharge Q (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	vertical	22	0.02h/g= (0.02*0.18)/0.27=0.013	0.286	

Mortier de pose	Horizontal	20	0.02	0.4	<b>2.5</b>
	vertical	20	$0.02h/g = 0.013$	0.26	
Marches		22	$h/2 = 0.18/2 = 0.09$	1.98	
Paillasse		25	$0.2/\cos(\alpha) = 0.2/\cos(38.2)$ $= 0.254$	6.35	
Enduit de ciment		18	0.015	0.27	
Garde corps		/	/	0.6	
total				<b>10.586</b>	

## II.8. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

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

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

Pour ce faire, on a sélectionné 3 poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités :

P 1 : au niveau de la cage d'escalier

P 2 : poteau central

P.R : poteau de rive

On va éliminer le poteau de rive P.R puisque sa surface afférente est négligeable devant P.1 et P.2, de plus, le plancher qui l'entoure est en corps creux.

Pour avoir le cas le plus défavorable, on va considérer des poteaux (30×30) cm<sup>2</sup> pour le calcul des surfaces afférentes, et des poteaux de dimensions préliminaires définies ci-après pour le calcul des poids propres de ces derniers.

- **Poids des poteaux**

$$g = h b H_e \gamma_b$$

Avec:

$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$ : poids volumique du béton.

$H_e$ : La hauteur d'étage :  $H_e = 4.25\text{m}$  pour l'RDC

$H_e = 3.06\text{m}$  pour les étages restants.

**1) RDC et sous sol**

On fixe des sections des poteaux à :  $0.55 \times 0.55 \text{m}^2$

- Sous sol :  $P = (0.55 * 0.55 * 3.06 * 25) = 23.14 \text{ KN}$

- RDC :  $P = (0.55 * 0.55 * 4.25 * 25) = 32.14 \text{ KN}$

**2) Etage 1 et 2**

On fixe des sections des poteaux à :  $0.50 \times 0.55 \text{m}^2$

$$P = (0.50 * 0.55 * 3.06 * 25) = 21.0375 \text{ KN}$$

**3) Etage 3 et 4**

On fixe des sections des poteaux à :  $0.50 \times 0.50 \text{m}^2$

$$P = (0.50 * 0.50 * 3.06 * 25) = 19.125 \text{ KN}$$

**4) Etage 5 et 6**

On fixe des sections des poteaux à :  $0.45 \times 0.50 \text{m}^2$

$$P = (0.45 * 0.50 * 3.06 * 25) = 17.2125 \text{ KN}$$

**5) Etage 7 et 8**

On fixe des sections des poteaux à :  $0.45 \times 0.45 \text{m}^2$

$$P = (0.45 \cdot 0.45 \cdot 3.06 \cdot 25) = 15.49125 \text{ KN}$$

### 6) Etage 9 et 10

On fixe des sections des poteaux à :  $0.40 \times 0.45 \text{ m}^2$

$$P = (0.40 \cdot 0.45 \cdot 3.06 \cdot 25) = 13.77 \text{ KN}$$

### 7) Etage 11 et la toiture

On fixe des sections des poteaux à :  $0.40 \times 0.40 \text{ m}^2$

$$P = (0.40 \cdot 0.40 \cdot 3.06 \cdot 25) = 12.24 \text{ KN}$$

## II.8.1. Pré dimensionnement du Poteau P.1

On considérera les poutres palières de sections égales à  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

### II.8.1.1. Surfaces afférentes

- La toiture (terrasse inaccessible)

$$\begin{cases} S1 = S2 = 1.53 \text{ m}^2 \\ S3 = S4 = 2.89 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Longueurs et poids des poutres :

$$\begin{cases} L_{pp} = 3.4 \text{ m} \\ L_{ps} = 2.6 \text{ m} \end{cases}$$

$$G_{\text{poutre}} = \gamma_c \cdot h_p \cdot b_p \cdot L_p$$

$$\begin{cases} G_{pp} = 25 \cdot 0.35 \cdot 0.30 \cdot 3.4 = 8.925 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 \cdot 0.30 \cdot 0.30 \cdot 2.6 = 5.85 \text{ KN} \end{cases}$$

$$G_{\text{poutres}} = 14.775 \text{ KN}$$

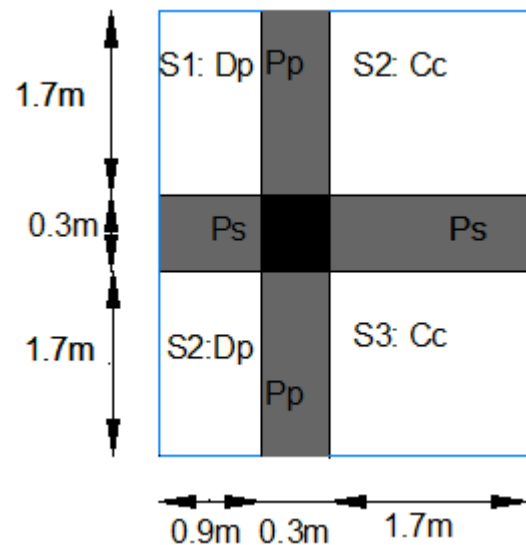


Figure II. 12. Surface afférente de la toiture.

Poids de la terrasse inaccessible :

$$\begin{cases} G_{cc} = 5.78 \cdot 7.36 = 42.5408 \text{ KN} \\ G_{Dp} = 3.06 \cdot 4.47 = 13.6782 \text{ KN} \\ G_{vitrine} = 6.89 \cdot 1 \cdot 10^{-2} \cdot 2.5 = 1.7225 \cdot 10^{-3} \text{ KN} \end{cases}$$

$$G_{Ti} = 56.219 \text{ KN}$$

$Q_{Ti} = 8.84 * 1 = 8.84 \text{ KN}$

- Du 11<sup>ème</sup> étage au 2<sup>ème</sup>

$$\begin{cases} S1 = S2 = S5 = 2.89 \text{ m}^2 \\ S3 = 1.87 \text{ m}^2 \\ S4 = 1.02 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Longueurs et poids des poutres :

$$\begin{cases} L_{pp} = 1.7 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.4 \text{ m} \\ L_{ppal} = 1.7 \text{ m} \end{cases}$$

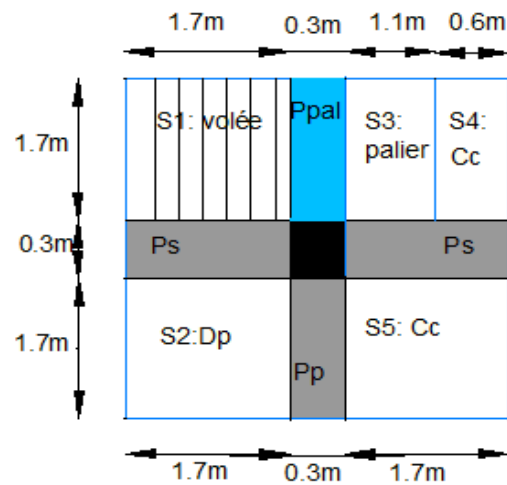


Figure II. 13. Surface afférente du 11<sup>ème</sup> au 2<sup>ème</sup>.

Avec :  $L_{ppal}$  : longueur de la poutre palière

$$\begin{cases} G_{pp} = 25 * 0.35 * 0.30 * 1.7 = 4.4625 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0.30 * 0.30 * 3.4 = 7.65 \text{ KN} \\ G_{ppal} = 25 * 0.3 * 0.3 * 1.7 = 3.825 \text{ KN} \end{cases}$$

Poids du plancher :

$$\begin{cases} G_{plancher} = (5.22 * 2.89) + (4.47 * 2.89) + (5.22 * 1.02) = 33.3285 \text{ KN} \\ G_{escalier} = (1.87 * 6.47) + (2.89 * 10.586) = 42.6924 \text{ KN} \end{cases}$$

$$Q_{plancher} = 1.5 * (1.02 + 5.78) + 2.5 * (2.89 + 1.87) = 22.1 \text{ KN}$$

- Du 1<sup>er</sup> étage RDC

$$\begin{cases} S1 = S2 = S4 = 2.89 \text{ m}^2 \\ S3 = 2.38 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$S_{aff} = 11.05 \text{ m}^2$

Longueurs et poids des poutres :

$$\begin{cases} L_{pp} = 1.7 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.4 \text{ m} \\ L_{ppal} = 1.7 \text{ m} \end{cases}$$

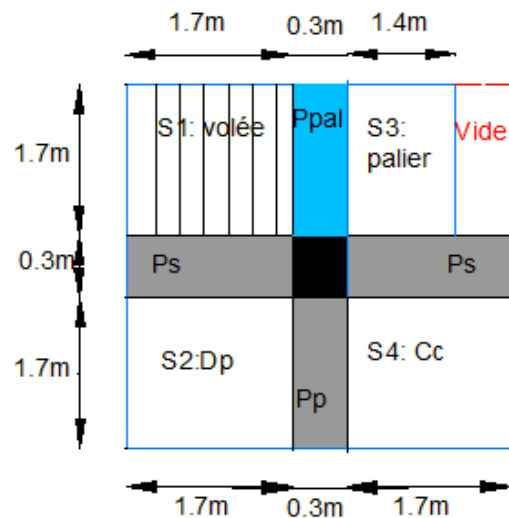


Figure II. 14. Surface afférente du 1<sup>er</sup> au RDC

$$\begin{cases} G_{pp} = 25 * 0.35 * 0.30 * 1.7 = 4.4625 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0.30 * 0.30 * 3.4 = 7.65 \text{ KN} \\ G_{ppal} = 25 * 0.3 * 0.3 * 1.7 = 3.825 \text{ KN} \end{cases}$$

$$G_{poutres} = 15.9375 \text{ KN}$$

Poids du plancher :

$$\begin{cases} G_{plancher} = (2.89 * 5.22) + (2.89 * 4.47) = 28.0041 \text{ KN} \\ G_{escalier} = (2.38 * 6.47) + (2.89 * 10.586) = 45.9921 \text{ KN} \end{cases}$$

$$Q_{plancher\ commerce} = 5 * 11.05 = 55.25 \text{ KN}$$

- **Le sous-sol**

$$S1 = S2 = S3 = S4 = 2.89 \text{ m}^2$$

$$S_{aff} = 11.56 \text{ m}^2$$

Longueurs et poids des poutres :

$$\begin{cases} L_{pp} = 3.4 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.4 \text{ m} \\ G_{pp} = 25 * 0.35 * 0.30 * 3.4 = 8.925 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0.30 * 0.30 * 3.4 = 7.65 \text{ KN} \end{cases}$$

$$G_{poutres} = 16.575 \text{ KN}$$

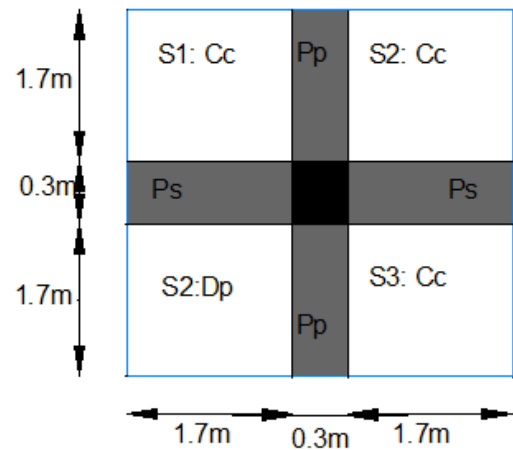


Figure II. 15. Surface afférente du sous-sol.

Poids du plancher :

$$\begin{cases} G_{cc} = 8.67 * 5.22 = 45.2574 \text{ KN} \\ G_{Dp} = 2.89 * 4.47 = 12.9183 \text{ KN} \end{cases}$$

$$G_{plancher} = 58.1757 \text{ KN}$$

$$Q_{ss} = 5 * 11.56 = 57.8 \text{ KN}$$

- **La loi de dégression des charges d'exploitation :**

$$N : Q * S_{afférente}$$



Tableau II. 7. Dégression de charge d'exploitation pour le poteau (P.1)

Niveau	Dégression	Q cumulée (KN)
N <sub>0</sub>	Q <sub>0</sub>	8.84
N <sub>1</sub>	Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub> = 8.84+22.1	30.94
N <sub>2</sub>	Q <sub>0</sub> +0.95 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> ) =8.84+0.95 (22.1+22.1)	50.83
N <sub>3</sub>	Q <sub>0</sub> +0.9 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> )=8.84+0.9 (22.1+22.1+22.1)	68.51
N <sub>4</sub>	Q <sub>0</sub> +0.85Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> )=8.84+0.85 (22.1+22.1+22.1+22.1)	83.98
N <sub>5</sub>	Q <sub>0</sub> + $\frac{3+5}{2 \times 5}$ (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> )	97.24
N <sub>6</sub>	Q <sub>0</sub> + $\frac{3+6}{2 \times 6}$ (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> )	108.29
N <sub>7</sub>	Q <sub>0</sub> + $\frac{3+7}{2 \times 7}$ (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> )	119.34
N <sub>8</sub>	Q <sub>0</sub> + $\frac{3+8}{2 \times 8}$ (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> )	130.39
N <sub>9</sub>	Q <sub>0</sub> + $\frac{3+9}{2 \times 9}$ (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> +Q <sub>9</sub> )	141.44
N <sub>10</sub>	Q <sub>0</sub> + $\frac{3+10}{2 \times 10}$ (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> +Q <sub>9</sub> +Q <sub>10</sub> )	152.49
N <sub>11</sub>	Q' = Q + Q <sub>plancher com</sub> = 152.49 + 55.25	207.74

N12	$Q'' = Q' + Q_{\text{plancher com}} = 207.74 + 55.25$	262.99
N13	$Q''' = Q'' + Q_{\text{plancher com}} = 262.99 + 57.8$	320.79

➤ **Récapitulation des résultats de descente de charges :**

Pour déduire l'effort normal sollicitant à la compression simple pour chaque niveau, on procède à la combinaison des deux charges (permanente et exploitation) qui revient au poteau.

Le tableau suivant récapitule les résultats de descente charge :

**Tableau II. 8.** Résultats de la descente de charge du poteau (P.1)

Etage	Niveau	Elément	Poids propre G(KN)	Surcharge Q(KN)
Toiture	0	Plancher (Ti)	56.219	8.84
		Verrière	$1.7225 \cdot 10^{-3}$	
		Poutres (Pp+Ps)	14.775	
	Somme			<b>70.9957</b>
étage 11	1	Venant de la toiture	70.9957	30.94
		Plancher (étage courant)	33.3285	
		Escalier	42.6924	
		Poutres (Pp+Ps+Ppal)	15.9375	
		Poteaux (40*40)	12.24	
Somme			<b>175.1941</b>	<b>30.94</b>

<b>étage 10</b>	2	Venant de 10	175.1941	50.83
		Plancher (étage courant)	33.3285	
		Escalier	42.6924	
		Poutres (Pp+Ps+Ppal)	15.9375	
		Poteaux (40*45)	13.77	
	Somme		<b>280.9225</b>	<b>50.83</b>
<b>Etage 9</b>	3	Venant de 10	280.9225	68.51
		Plancher (étage courant)	33.3285	
		Escalier	42.6924	
		Poutres (Pp+Ps+Ppal)	15.9375	
		Poteaux (40*45)	13.77	
	Somme		<b>386.6509</b>	<b>68.51</b>
<b>Etage 8</b>	4	Venant de 9	386.6509	83.98
		Plancher (étage courant)	33.3285	
		Escalier	42.6924	
		Poutres (Pp+Ps+Ppal)	15.9375	
		Poteaux (45*45)	15.4912	
	Somme		<b>494.1005</b>	<b>83.98</b>
<b>Etage 7</b>	5	Venant de 8	494.1005	
		Plancher (étage courant)	33.3285	

		Escalier	42.6924	97.24
		Poutres (Pp+Ps+Ppal)	15.9375	
		Poteaux (45*45)	15.4912	
		Somme		<b>601.5501</b>
<b>Etage 6</b>	6	Venant de 7	601.5501	108.29
		Plancher (étage courant)	33.3285	
		Escalier	42.6924	
		Poutres (Pp+Ps+Ppal)	15.9375	
		Poteaux (45*50)	17.2125	
		Somme		<b>710.721</b>
<b>Etage 5</b>	7	Venant de 6	710.721	119.34
		Plancher (étage courant)	33.3285	
		Escalier	42.6924	
		Poutres (Pp+Ps+Ppal)	15.9375	
		Poteaux (45*50)	17.2125	
		Somme		<b>819.8919</b>
<b>Etage 4</b>	8	Venant de 5	819.8919	130.39
		Plancher (étage courant)	33.3285	
		Escalier	42.6924	
		Poutres (Pp+Ps+Ppal)	15.9375	

		Poteaux (50*50)	19.125	
		<b>Somme</b>	<b>930.9753</b>	<b>130.39</b>
<b>Etage 3</b>	9	Venant de 4	930.9753	141.44
		Plancher (étage courant)	33.3285	
		Escalier	42.6924	
		Poutres (Pp+Ps+Ppal)	15.9375	
		Poteaux (50*50)	19.125	
		<b>Somme</b>	<b>1042.0587</b>	
<b>Etage 2</b>	10	Venant de 3	1042.0587	152.49
		Plancher (étage courant)	33.3285	
		Escalier	42.6924	
		Poutres (Pp+Ps+Ppal)	15.9375	
		Poteaux (50*55)	21.0375	
		<b>Somme</b>	<b>1155.0546</b>	
<b>Etage 1</b>	11	Venant de 2	1155.0546	207.74
		Plancher (étage courant)	28.0041	
		Escalier	45.9921	
		Poutres (Pp+Ps+Ppal)	15.9375	
		Poteaux (50*55)	21.0375	
		<b>Somme</b>	<b>1266.0258</b>	

<b>RDC</b>	12	Venant de 1	1266.0258	262.99
		Plancher (étage courant)	28.0041	
		Escalier	45.9921	
		Poutres (Pp+Ps+Ppal)	15.9375	
		Poteaux (55*55)	32.14	
	Somme		<b>1388.0995</b>	<b>262.99</b>
<b>Sous sol</b>	13	Venant de L'RDC	1388.0995	320.79
		Plancher (étage courant)	58.1757	
		Poutres (Pp+Ps)	16.575	
		Poteaux (55*55)	23.14	
	Somme		<b>1485.9902</b>	<b>320.79</b>

$$N_u = 1.35 G_t + 1.5 Q_t$$

$$N_u = 1.35 (1485.9902) + 1.5 (320.79) = 2487.2717 \text{ KN}$$

### II.8.2. Pré dimensionnement du Poteau P.2

- La loi de dégression des charges d'exploitation :

$$N : Q * S_{\text{afférente}}$$

**Tableau II. 9.**Dégression de charge d'exploitation pour le poteau (P.2)

Niveau	Dégression	Q cumulée (KN)
--------	------------	----------------

N <sub>0</sub>	Q <sub>0</sub>	11.56
N <sub>1</sub>	Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub> = 11.56+17.34	28.9
N <sub>2</sub>	Q <sub>0</sub> +0.95 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> ) =11.56+0.95 (17.34+17.34)	44.506
N <sub>3</sub>	Q <sub>0</sub> +0.9 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> )=11.56+0.9 (17.34+17.34+17.34)	58.378
N <sub>4</sub>	Q <sub>0</sub> +0.85Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> )=11.56+0.85 (17.34+17.34+17.34+17.34)	70.516
N <sub>5</sub>	Q <sub>0</sub> + $\frac{3+5}{2 \times 5}$ (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> )	80.92
N <sub>6</sub>	Q <sub>0</sub> + $\frac{3+6}{2 \times 6}$ (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> )	89.59
N <sub>7</sub>	Q <sub>0</sub> + $\frac{3+7}{2 \times 7}$ (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> )	98.26
N <sub>8</sub>	Q <sub>0</sub> + $\frac{3+8}{2 \times 8}$ (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> )	
N <sub>9</sub>	Q <sub>0</sub> + $\frac{3+9}{2 \times 9}$ (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> +Q <sub>9</sub> )	106.93
N <sub>10</sub>	Q <sub>0</sub> + $\frac{3+10}{2 \times 10}$ (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> +Q <sub>9</sub> +Q <sub>10</sub> )	115.6
	Q' = Q + Q <sub>plancher com</sub> =124.27+54.4	124.27
	Q'' = Q' + Q <sub>plancher com</sub> =178.67+57.8	
N <sub>11</sub>	Q''' = Q'' + Q <sub>plancher com</sub> = 236.47+57.8	178.67
N <sub>12</sub>		236.47
N <sub>13</sub>		294.27

Le tableau suivant récapitule les résultats de descente charge :

**Tableau II. 10.**Résultats de la descente de charge du poteau (P.2)

Etage	Niveau	Élément	Poids propre G(KN)	Surcharge Q(KN)
Toiture	0	Plancher (Terrasse inaccessible)	85.0816	11.56
		Verrière	$1.7225 \cdot 10^{-3}$	
		Poutres (Pp+Ps)	16.575	
	Somme		<b>101.6583</b>	<b>11.56</b>
étage 11	1	Venant de la toiture	101.6583	28.9
		Plancher (étage courant)	60.3432	
		Poutres (Pp+Ps)	16.575	
		Poteaux (40*40)	12.24	
Somme		<b>190.8165</b>	<b>28.9</b>	
étage 10	2	Venant de 10	190.8165	44.506
		Plancher (étage courant)	60.3432	
		Poutres (Pp+Ps)	16.575	
		Poteaux (40*45)	13.77	
	Somme		<b>281.5047</b>	<b>44.506</b>
Etage 9	3	Venant de 10	281.5047	58.378
		Plancher (étage courant)	60.3432	
		Poutres (Pp+Ps)	16.575	



		Poteaux (40*45)	13.77	
		<b>Somme</b>	<b>372.1929</b>	<b>58.378</b>
<b>Etage 8</b>	4	Venant de 9	372.1929	70.516
		Plancher (étage courant)	60.3432	
		Poutres (Pp+Ps)	16.575	
		Poteaux (45*45)	15.4912	
	<b>Somme</b>	<b>464.6023</b>	<b>70.516</b>	
<b>Etage 7</b>	5	Venant de 8	464.5023	80.92
		Plancher (étage courant)	60.3432	
		Poutres (Pp+Ps)	16.575	
		Poteaux (45*45)	15.4912	
	<b>Somme</b>	<b>557.0117</b>	<b>80.92</b>	
<b>Etage 6</b>	6	Venant de 7	557.0117	89.59
		Plancher (étage courant)	60.3432	
		Poutres (Pp+Ps)	16.575	
		Poteaux (45*50)	17.2125	
	<b>Somme</b>	<b>651.1424</b>	<b>89.59</b>	
<b>Etage 5</b>	7	Venant de 6	651.1424	98.26
		Plancher (étage courant)	60.3432	

		Poutres (Pp+Ps)	16.575	
		Poteaux (45*50)	17.2125	
		<b>Somme</b>	<b>745.2731</b>	<b>98.26</b>
<b>Etage 4</b>	8	Venant de 5	745.2731	106.93
		Plancher (étage courant)	60.3432	
		Poutres (Pp+Ps)	16.575	
		Poteaux (50*50)	19.125	
	<b>Somme</b>	<b>841.3163</b>	<b>106.93</b>	
<b>Etage 3</b>	9	Venant de 4	841.3263	115.6
		Plancher (étage courant)	60.3432	
		Poutres (Pp+Ps)	16.575	
		Poteaux (50*50)	19.125	
	<b>Somme</b>	<b>937.3595</b>	<b>115.6</b>	
<b>Etage 2</b>	10	Venant de 3	937.3595	124.27
		Plancher (étage courant)	60.3432	
		Poutres (Pp+Ps)	16.575	
		Poteaux (50*55)	21.0375	
	<b>Somme</b>	<b>1035.3152</b>	<b>124.27</b>	
<b>Etage 1</b>	11	Venant de 2	1035.3152	178.67

		Plancher (étage courant)	30.1716	
		Escalier	44.8922	
		Poutres (Pp+Ps)	15.9375	
		Poteaux (50*55)	21.0375	
		<b>Somme</b>	<b>1147.354</b>	<b>178.67</b>
<b>RDC</b>	12	Venant de 1	1147.354	236.47
		Plancher (étage courant)	33.7212	
		Escalier	44.8922	
		Poutres (Pp+Ps+Pp)	15.9375	
		Poteaux (55*55)	32.14	
		<b>Somme</b>	<b>1274.0449</b>	
<b>Sous sol</b>	13	Venant de L`RDC	1274.0449	294.27
		Plancher (étage courant)	33.7212	
		Escalier	44.8922	
		Poutres (Pp+Ps+Ppal)	15.9375	
		Poteaux (55*55)	23.14	
		<b>Somme</b>	<b>1391.7358</b>	

$$Nu = 1.35 G_t + 1.5 Q_t$$

$$Nu = 1.35 (1391.7358) + 1.5 (294.27) = 2320.2483 \text{ KN}$$

$Nu (P1) > Nu (P2) \rightarrow$  Donc le poteau le plus sollicité est le P1.

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le BAEL exige de majorer l'effort Nu comme suit :

1. **10 %** poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
2. **15 %** poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort Nu sera majoré de 10%.

$$Nu' = 1.1Nu = 1.1 * 2487.2717 = 2735.9988KN$$

$$Nu' = 2735.9988KN$$

### II.8.2.1.vérifications

#### II.8.2.1.1.Vérification à la compression simple

- **Vérification du poteau à la base (poteau de sous-sol)**

Le dimensionnement se fait à l'ELU :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu'}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{Nu'}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2735.9988 \times 10^{-3}}{14.2}$$

$$\Rightarrow B \geq 0.1926 \text{ m}^2 \Rightarrow \sqrt{0.1926} = 0.4388 \text{ m}^2$$

Donc on adopte un poteau de  $(50 \times 40) \text{ m}^2 \Rightarrow B = 0.2 \text{ m}^2 > 0.1926 \text{ m}^2$

Avec :

B : la section de poteau.

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

Pour le poteau de sous sol :  $B = 0.40 \times 0.50 = 0.2 \text{ m}^2$  .... La condition est vérifiée.

**Tableau II. 11.** Résultats de vérification à la compression simple pour le poteau le plus sollicité pour tous les niveaux

Niveaux	G (KN)	Q (KN)	Nu' (KN)	B <sub>calculée</sub> (m <sup>2</sup> )	B (m <sup>2</sup> )	Observation
Toiture	70.9957	8.84	120.0146	0.0084	0.09	Vérifier
11 <sup>ème</sup> étage	175.1941	30.94	311.2142	0.0219		Vérifier
10 <sup>ème</sup> étage	280.9225	50.83	501.0394	0.0352	0.105	Vérifier
9 <sup>ème</sup> étage	386.6509	68.51	687.2180	0.0483	0.105	Vérifier
8 <sup>ème</sup> étage	494.1005	83.98	872.3062	0.0614	0.12	Vérifier
7 <sup>ème</sup> étage	601.5501	97.24	1053.7478	0.0742		Vérifier
6 <sup>ème</sup> étage	710.721	108.29	1234.0991	0.0869	0.135	Vérifier
5 <sup>ème</sup> étage	819.8919	119.34	1414.4504	0.0996		Vérifier
4 <sup>ème</sup> étage	930.9753	130.39	1597.6418	0.1125	0.1575	Vérifier
3 <sup>ème</sup> étage	1041.0587	141.44	1780.8331	0.1254		Vérifier
2 <sup>ème</sup> étage	1154.0546	152.49	1966.8645	0.1367	0.1750	Vérifier
1 <sup>ème</sup> étage	1265.0258	207.74	2222.8193	0.1565		Vérifier
RDC	1388.0995	262.99	2495.2612	0.1757	0.2	Vérifier
Sous sol	1485.9902	320.79	2735.9988	0.1926		Vérifier

#### II.8.2.1.2. vérification à la stabilité de forme (flambement)

D'après le **CBA93 (Article B.8.8.1)** Le poteau doit être vérifié à l'état limite de stabilité de forme (flambement)

La vérification suivante est indispensable :

$$Nu' \leq \alpha \left[ \frac{Br f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (I)$$

Avec :

- $Br = (b-2) \times (h-2) \text{ cm}^2$  : section réduite
- $A_s$  : Section d'armatures comprimées
- $\alpha$  : Coefficient réducteur qui est en fonction de l'élanement  $\lambda$  :

$\alpha = f(\lambda)$  avec :

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

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  (pour les poteaux rectangulaires)

$l_f = 0,7 \times L_0$  : Longueur de flambement. **BAEL91 (Article B.8.3.31)**

$L_0$ : Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} : \text{rayon de giration}$$

$$I = \frac{hb^3}{12}$$

• **Vérification de Poteau au niveau de sous-sol**

$$L_0 = 3,06 - 0,35 = 2.71\text{m} \Rightarrow l_f = 1.897 \text{ m}$$

$$B = 0.4 \times 0.50 = 0.2 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{0.4^2}{12}} = 0.1154$$

$$\lambda = \frac{1.897}{0.1154} = 16.4384 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.4384}{35}\right)^2} = 0.8140$$

Selon le BAEL :  $A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$

On prend  $A_s = 1 \% B_r$

D'après la formule (I) :

$$Br \geq \frac{Nu'}{\alpha} \times \frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{(0.9 \gamma_b)} + \frac{f_e}{(100 \gamma_s)}\right)}$$

Dans notre cas on aura :  $Br = (40-2) \times (50-2) \times 10^{-4} = 0.1824 \text{ m}^2$

$B_r = 0.1824 \text{ m}^2 > 0.1528 \text{ m}^2$  ..... La condition est vérifiée

➤ **Pour le RDC:**

$L_0 = 4.25 - 0.35 = 3.9 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2.73 \text{ m}$

$B = 0.4 \times 0.50 = 0.2 \text{ m}^2$

$$i = \sqrt{\frac{0.4^2}{12}} = 0.1154$$

$$\lambda = \frac{2.73}{0.1154} = 23.2538 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{23.2538}{35}\right)^2} = 0.7795$$

Selon le BAEL :  $A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$

On prend  $A_s = 1 \% B_r$

D'après la formule (I) :

$$Br \geq \frac{Nu'}{\alpha} \times \frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{(0.9 \gamma_b)} + \frac{f_e}{(100 \gamma_s)}\right)}$$

Dans notre cas on aura :  $Br = (40-2) \times (50-2) \times 10^{-4} = 0.2 \text{ m}^2$

$B_r = 0.2 \text{ m}^2 > 0.1595 \text{ m}^2$  ..... La condition est vérifiée

Avec la même méthode on va vérifier le poteau le plus sollicité dans chaque niveau,

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau II. 12.** Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	Nu' (KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	Br	B <sub>cal</sub>	Observation
Toiture 11	120.0146	0.0866	21.9053	0.7882	0.0784	0.0069	Vérifiée
	311.2142			0.7882		0.0179	Vérifiée
10 9	501.0394	0.0866	21.9053	0.7882	0.0924	0.0288	Vérifiée
	687.2180			0.7882		0.0396	Vérifiée
8 7	872.3062	0.0866	21.9053	0.7882	0.1064	0.0503	Vérifiée
	1053.7478			0.7882		0.0607	Vérifiée
6 5	1234.0991	0.1010	18.7821	0.8037	0.1254	0.0698	Vérifiée
	1414.4504			0.8037		0.0800	Vérifiée
4 3	1597.6418	0.1010	18.7821	0.8037	0.1419	0.0903	Vérifiée
	1780.8331			0.8037		0.1000	Vérifiée
2 1	1966.8645	0.1154	16.4384	0.8140	0.1634	0.1098	Vérifiée
	2222.8193			0.8140		0.1241	Vérifiée
RDC	2495.2612	0.1154	23.6568	0.7788	0.1824	0.1456	Vérifiée
Sous sol	2735.9988	0.1154	16.4384	0.8140		0.1528	Vérifiée



**II.8.3. Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

La section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes :

**Tableau II. 13.** Résultats de vérification à l'exigence du RPA pour le poteau (P1)

Poteaux	(40*50) cm <sup>2</sup>	(40*45) cm <sup>2</sup>	(35*45) cm <sup>2</sup>	(35*40) cm <sup>2</sup>	(30*40) cm <sup>2</sup>	(30*35) cm <sup>2</sup>	(30*30) cm <sup>2</sup>
<b>min(b,h)≥25cm</b>	40 cm	40cm	35 cm	35 cm	30 cm	30 cm	30 cm
<b>min(b,h)≥ h<sub>e</sub>/20</b>	13.55	19.5	13.55	13.55	13.55	13.55	13.55
<b>0.25≤b/h ≤4</b>	0.8	0.8888	0.77777	0.875	0.75	0.8571	1
<b>observations</b>	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

## Conclusion

Vu que les conditions sont vérifiées, on peut opter les dimensions qu'on a proposées au dessus :

- Plancher à corps creux (16 + 4) cm.
- Dalle pleine :  $e = 12\text{cm}$
- Epaisseur du palier  $e = 20\text{ cm}$ .
- Epaisseur des Voiles  $\begin{cases} e = 20\text{ cm} \text{ pour l' R. D. C et sous sol.} \\ e = 15\text{ cm} \text{ pour les étages courants.} \end{cases}$
- Poutres Principales  $(30 \times 35)\text{ cm}^2$
- Poutres Secondaires  $(30 \times 30)\text{ cm}^2$
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau II. 14.** Les dimensions des poteaux

Niveaux	Sous-sol et RDC	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8	Etages 9 et 10	Etages 11 et toiture
<b>Dimensions</b>	40×50	40×45	35×45	35×40	30×40	30×35	30×30

# *Chapitre III*

### III.1.Introduction

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre, on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires, qui sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire, des éléments non- structuraux qui n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

Les éléments secondaires à étudier sont :

- Les planchers (plancher à corps creux et plancher dalle pleine)
- Poutre de chaînage
- Les escaliers
- Acrotère
- Ascenseur

### III.2.Calculs des planchers

#### *III.2.1.Etudes des poutrelles*

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues à la flexion simple. Deux méthodes sont envisagées pour la détermination des sollicitations des poutrelles, la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.

##### *III.2.1.1. disposition des poutrelles*

Dans notre cas, elles sont disposées transversalement, (**voir Annexe II**), en respectant le critère de la continuité.

##### *III.2.1.2. Méthode forfaitaire [BAEL 91/99 (E.1)]*

La méthode forfaitaire permet de calculer les sollicitations ( $M^{\max}$ ,  $V^{\max}$ ) dans les poutrelles (poutre continue), elle ne s'applique que si les conditions suivantes sont satisfaites :

a) Il faut que le plancher soit à surcharge modérée.

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

b) Le rapport entre deux travées successives dans la poutrelle doit être compris entre 0.8 et 1.25.

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

c) Il faut que la fissuration soit peu nuisible (FPN).

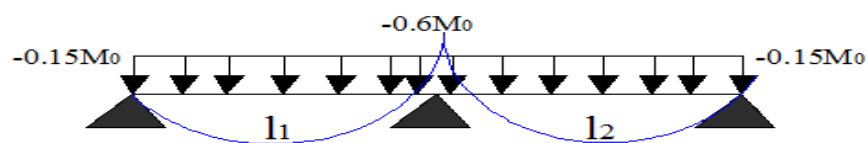
d) Le moment d'inertie (I) dans la poutrelle est constant sur toute la travée.

- Si (a) n'est pas vérifiée : on peut plus appliquer la méthode forfaitaire donc on utilise la deuxième méthode celle de **Caquot**.
- Si (b), (c) ou (d) ne sont pas vérifiées : on applique la méthode de **Caquot minorée**.
- **Calcul des moments au niveau des appuis  $M_a$**

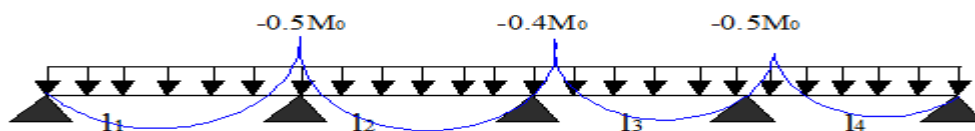
Le moment en appuis est calculé comme suit :

$$\begin{cases} -0.6M_0 \rightarrow \text{Pour un appui intermédiaire d'une poutrelle à deux travées} \\ -0.5M_0 \rightarrow \text{pour les appuis voisin de rive d'une poutrelle à plus de deux travées} \\ -0.4M_0 \rightarrow \text{pour tout les appuis centraux pour les poutrelles à plus de trois travées} \end{cases}$$

Avec :  $M_0$  est le moment isostatique max entre deux travées encadrant l'appui considéré.



**Figure III. 1.** Diagramme des moments des appuis pour une poutre à deux travées.



**Figure III. 2.** Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de deux travées.

$M_t$  est calculé à partir du max entre les deux conditions suivantes :

$$1) M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1.05 ; 1 + 0.3\alpha) M_0$$

$$2) \begin{cases} M_{t1} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^1 \rightarrow T.R(\text{travée de rive}) \\ M_{t2} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0^2 \rightarrow T.I(\text{travée intermédiaire}) \end{cases}$$

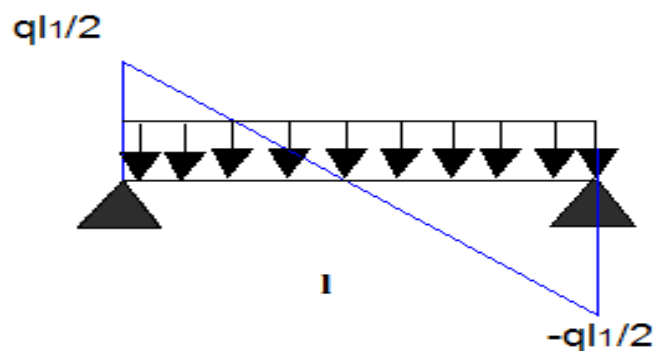
Avec :

$$\begin{cases} M_g : \text{moment au niveau d'appuis gauche} \\ M_d : \text{moment au niveau d'appuis droit} \\ \alpha = \frac{Q}{Q+G} : \text{le rapport des charges d'exploitations et permanentes} \end{cases}$$

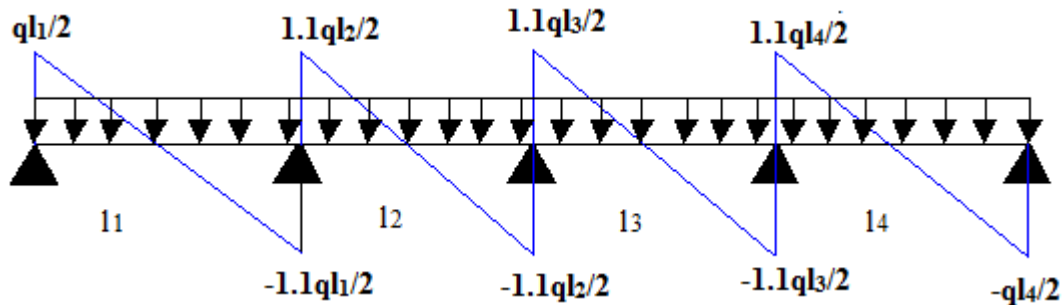
- **Effort tranchant**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées, c'est-à-dire, l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  de :

- 1) 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 2) 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.



**Figure III. 3.** Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées.



**Figure III. 4.** Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de deux travées.

### III.2.1.3 Méthode de Caquot BAEL91 (Annexe E.2)

Elle est appliquée essentiellement aux plancher à surcharge élevée, elle est basée sur la méthode des 3 moments que Caquot à :

- Légèrement modifié pour prendre en considération les propriétés hétérogènes et non-parfaites du béton armé.
- Simplifié pour négliger l'effort de chargement éloigné de l'appui considéré.

Pour cela, il a remplacé les points des moments nuls des appuis de rive fictifs, donc le calcul de poutre continue revient à calculer un ensemble des poutres à deux travées seulement de portées fictives  $l'_g$  et  $l'_d$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l'_g = l & \rightarrow \text{travée de rive} \\ l'_d = 0.8l & \rightarrow \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Le moment à l'appui « i » est obtenu en appliquant la méthode des trois moments sur la poutre fictive, on aura

$$1) M_i = - \frac{q_g l'_g{}^3 + q_d l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)} \quad (\text{sous chargement réparties seulement})$$

$$2) M_i = - \frac{k_g P_g l'_g{}^2 + k_d P_d l'_d{}^2}{l'_g + l'_d} \quad (\text{sous chargement concentrés})$$

Avec :

$$k = \frac{1}{2.125} x (1-x) (2-x) ;$$

$$x = \frac{a}{l'}$$

$a$  : est la distance qui sépare la charge concentré de l'appuis considéré.

- **Moment max en travée  $M_t$**

Pour le calcul des moments en travée  $M_t$ , on isole la travée considéré et on applique la méthode des sections :

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_0(x) = \frac{x}{2} (L - x) \\ \frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{qL} \end{cases}$$

- **Les efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode classique (RDM) au niveau des appuis :

$$V_g = V_0^g - \frac{M_g - M_d}{l} \quad ; \quad V_d = V_0^d - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$\text{Avec : } V_0^g = ql/2 \quad ; \quad V_0^d = -ql/2$$

#### **III.2.1.4 Méthode de Caquot minorée**

Cette méthode est appliquée quand la 2<sup>ème</sup>, la 3<sup>ème</sup> ou la 4<sup>ème</sup> condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

Cette méthode consiste à minorée la charge permanente, et prendre  $G'$

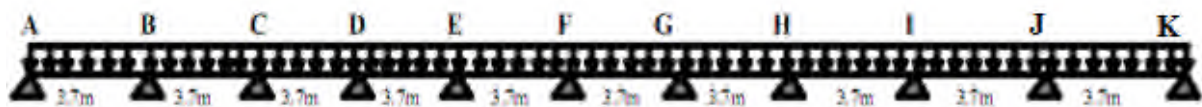


Avec :  $G' = \frac{2}{3} G$

Cette charge est utilisée uniquement pour calculer les moments au niveau des appuis seulement.

### III.2.2. Les différents types des poutrelles (voir Annexe II)

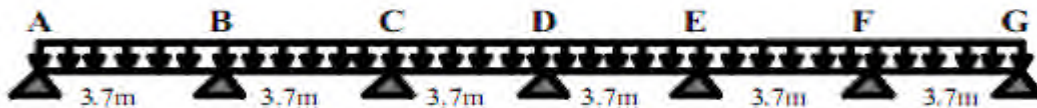
Type 1 : RDC



Type 2 : RDC



Type 3 : RDC et 1<sup>er</sup> étage



Type 4 : RDC et étage 1



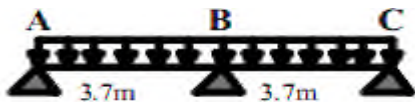
Type 5: Du RDC à la toiture



Type 6 : Du RDC à la toiture



Type 7 : RDC, 10<sup>ème</sup>, 11<sup>ème</sup> et toiture



Type 8 : RDC et 1<sup>er</sup> étage



Figure III. 5. Différents types de poutrelles.

### III.2.3.charges et surcharges revenants aux poutrelles

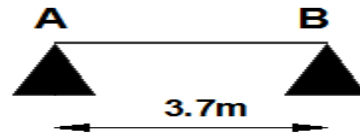
1. A l'ELU :  $P_u = l_0 \times (1.35 G + 1.5 Q)$
2. A l'ELS :  $P_s = l_0 \times (G + Q)$

Avec :  $l_0 = 0.65$  : entre axe des poutrelles.

Tableau III. 1.Chargement sur les poutrelles

Type de plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	P <sub>u</sub> (KN/ml)	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	7.36	1	0.65	7.4334	5.434
Etage courant	5.22	1.5	0.65	6.0430	4.368
Etage commercial	5.22	5	0.65	9.4555	6.643

## III.2.3.1.Exemple de calcul (poutrelle type 8)

Figure III. 6.Schéma statique de la poutrelle type 8 : RDC et 1<sup>er</sup> étage (étages commerciaux).

- Calcul des sollicitations

On a une poutre isostatique, donc on utilise la méthode classique RDM.

## 1) moments aux appuis

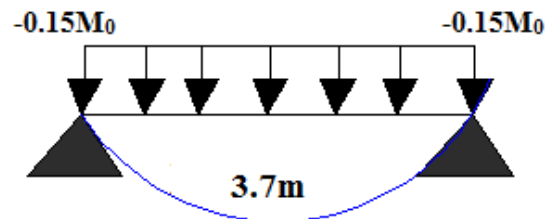


Figure III. 7.Diagramme de moment aux appuis.

$M_A = M_B = 0$ , seulement le **BAEL** exige de mettre des aciers de fissurations équilibrant un moment fictif :  $M = -0.15M_0$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8} ;$$

$$M_0 = \begin{cases} ELU: M_0 = 16.1807KN.m \\ ELS: M_0 = 11.3678KN.m \end{cases}$$

$$M_A = M_B = -0.15M_0 \rightarrow \begin{cases} ELU: M_A^u = -2.4271KN.m \\ ELS: M_A^s = -1.7051KN.m \end{cases}$$

## 2) Moments en travées

$$M^{AB} = M_0 = ql^2/8 \rightarrow \begin{cases} ELU: M_{AB}^u = 16.1807 KN.m \\ ELS: M_{AB}^s = 11.3678 KN.m \end{cases}$$

## 3) Les efforts tranchants

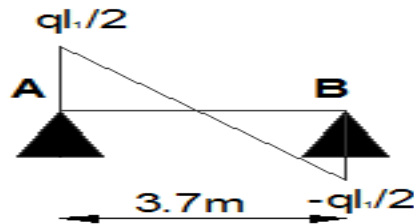


Figure III. 8. Diagramme des efforts tranchants de la poutre isostatique.

$$\begin{cases} V_A = V_0 = \frac{ql_1}{2} = 17.4926 KN \\ V_B = V_0 = -\frac{ql_1}{2} = -17.4926 KN \end{cases}$$

## III.2.5. Ferrailage des poutrelles

III.2.5.1. Exemple de ferrailage de poutrelle type 8 (RDC+1<sup>er</sup> étage)

Les poutrelles seront calculées comme une section en (T) à la flexion simple, le moment équilibré par la table de compression est :

$$M_{Tu} = b h_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \text{ avec :}$$

$$\begin{cases} b = 65 \text{ cm}, b_0 = 10 \text{ cm}, h_t = 20 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, f_e = 400 \text{ MPa}, f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \\ \text{(FPN} \rightarrow C = 2 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm)} \end{cases}$$

## Données

$$ELU \begin{cases} M_a^{rive} = -2.4271 KN.m \\ M_a^{inter} = -9.7084 KN.m \\ M_t^u = 16.1807 KN.m \\ V = 20.1164 KN \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_a^{rive} = -1.7051 KN.m \\ M_a^{inter} = -6.8206 KN.m \\ M_t^s = 11.3678 KN.m \end{cases}$$

## III.2.5.1.1. calcul à l'ELU

## a. Ferrailage longitudinale

## 1. Ferrailage en travée

$$M_{Tu} = b h_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \rightarrow 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.0590 \text{ MN.m}$$

$M_{Tu} = 0.05907 \text{ MN.m} > M_{tu}^{max} = 0.01618 \text{ KN.m} \rightarrow$  on fait le calcul d'une section rectangulaire (b × h), avec  $M_{tu}^{max} = 16.1807 \text{ KN.m}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}^{max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.01618}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0541 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.7391 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_1} = 0.6680$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 (1 - (0.4 \times 0.668)) = 0.3916$$

$\mu_{bu} = 0.0541 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0$  : pas d'armature comprimée.

$$A_t = \frac{M_{tu}}{z f_{st}} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.0695 \\ z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.18 (1 - (0.4 \times 0.0695)) = 0.1749 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{0.01618}{0.1749 \times 348} = 2.6583 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.6583 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_t^{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.4127 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$A_t^{\min} = 1.4127 \text{ cm}^2 < A_{t\text{cal}} = 2.6583 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  La condition est vérifiée.

## 2. Ferrailage aux appuis

On calcule la section ( $b_0 \times h$ ) parce que les moments aux appuis sont négatifs, ce qui veut dire que la table est tendue. Donc elle n'intervient pas dans la résistance ce qui revient à calculer la nervure en section ( $b_0 \times h$ ).

### a) Appuis intermédiaire

$$M_a^{\text{inter}} = -9.7084 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{\text{rive}}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{9.7084 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.2110 > 0.186 \rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu_l = \frac{M_l}{b d^2 f_{bu}} = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.7391 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000(1.7391 \times 10^{-3})} = 0.6680$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.6680 (1 - (0.4 \times 0.6680)) = 0.3916$$

$$\mu_{bu} = 0.2110 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{M_a^{\text{inter}}}{z f_{st}} \rightarrow \begin{cases} f_{st} = 348 \text{ MPa} \\ \alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.2996 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - (0.4 \times 0.2996)) = 0.1584 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{9.7084 \times 10^{-3}}{0.1584 \times 348} = 1.7612 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.7612 \text{ cm}^2$$

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

$$A_t^{\text{min}} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_t^{\text{min}} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 2.1735 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.2173 \text{ cm}^2 < A_{t\text{cal}} = 1.7612 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

### b) appuis de rive

$$M_a^{\text{rive}} = -2.4261 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}^{\text{max}}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.01618}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0081 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.0081 < \mu_1 = 0.3916 \rightarrow A' = 0$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{M_a^{\text{inter}}}{z f_{st}} \rightarrow \begin{cases} f_{st} = 348 \text{ MPa} \\ \alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.0101 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - (0.4 \times 0.0101)) = 0.1792 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{2.4261 \times 10^{-3}}{0.1792 \times 348} = 3.89 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.389 \text{ cm}^2$$

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

$$A_t^{\min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_t^{\min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 2.1735 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.2173 \text{ cm}^2 < A_{t\text{cal}} = 0.4403 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

- **Choix des barres (Annexe 4) :**

- **En travées :**  $A = 2.6583 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Soit 3HA 12 =  $3.39 \text{ cm}^2$
- **En appui intermédiaire :**  $A = 1.7612 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Soit 2HA12 =  $2.26 \text{ cm}^2$
- **En appuis de rive**  $A = 0.389 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Soit 1HA 12 =  $1.13 \text{ cm}^2$

### 3. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)

$$V^{\max} = 20.1164 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{20.1164 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.1175 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.3333 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.1175 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 3.3333 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

(Pas de risque de cisaillement).

#### b. Ferrailage longitudinale

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi_{L\min}, \frac{b_0}{10} \right) \rightarrow \Phi_t = \min (5.7142 \text{ mm} ; 8 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

$$\text{On prend } \Phi_t = 6 \text{ mm} \leftrightarrow A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2.$$

- **Espacements:**



$$\begin{cases} S_t \leq \min [0.9 d ; 40 \text{ cm}] = 16.2 \text{ cm} \dots \dots \dots (1) \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b_0} = 57 \text{ cm} \dots \dots \dots (2) \\ S_t = \frac{0.8 A_t f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 f_{t28} K]} = 37.41 \text{ cm} \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

Avec:  $K=1$  : Flexion simple, pas de reprise de bétonnage, fissuration peu nuisible.

**Donc**  $S_t \leq 16.2 \text{ cm}$   $\rightarrow$  on choisit un étrier  $\Phi_6$  avec un espacement de 15 cm.

- **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant  $V_u$** 
  - a. **Appuis de rive**

$$M_u^{\text{rive}} = 0 \text{ KN.m}$$

$$A_l \geq \frac{V_u \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{20.1164 \times 10^{-3} \times 1.15}{400}$$

$$A_l = 5.78 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.578 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.39 + 1.13 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 0.578 \text{ cm}^2$$

- b. **Appuis intermédiaire**

$$M_u^{\text{inter}} = -9.7084 \text{ KN.m}$$

$$A_l \geq \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left( 20.1164 \times 10^{-3} - \frac{9.7084}{0.9 \times 0.18} \right) \times \frac{1.15}{400}$$

$$A_l = -1.1445 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = -1.1445 \text{ cm}^2$$

Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

- **Vérification de la bielle**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (1) \\ \sigma_{bc} \leq 2 \frac{V_u}{a \times b_0} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

On remplace (2) dans (1) on aura :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : a= min (0.9d, largeur de l'appui - 4cm) = min (0.9×18, 30-4) = 16.2cm

$$V_u \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 \times 10^3$$

20.1164KN ≤ 108.135 KN ..... Vérifiée.

• **Vérification du cisaillement à la jonction table- nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \left( \frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9dbh_0} = \frac{20.1164 \times 10^{-3} \left( \frac{0.65-0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04}$$

$\tau_u = 1.3133MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.3333MPa$  .....vérifiée : pas de risque de rupture.

**III.2.5.1.2. calcul à l'ELS**

**a. Etat limite de compression**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

**1. En travée**

$$M_t^{\max} = 11.3678 \text{ KN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre y**

$$H = \frac{b}{2} h_0^2 - 15A (d - h_0) + 15A' (h_0 - d') \dots\dots\dots (\text{BEAL91.L.III.3})$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04)$$

$H = -6.391 \times 10^{-4} \text{m}^3 < 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la nervure, vérification de la contrainte pour une section en T.

➤ **Position de l'axe neutre y**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + (b - b_0) h_0] y - [(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15Ad] = 0$$

$$5y^2 + 270.85y - 1355.3 = 0 \dots \dots (1)$$

Solution de l'équation (1) :  $y = 4.6113 \text{cm}$

➤ **Moment d'inertie I de la section efficace**

$$I = \frac{b}{3} y^3 - \left(\frac{b-b_0}{3}\right) (y-h_0)^3 + 15A (d-y)^2$$

$$I = 11235.572 \text{cm}^4$$

➤ **Contrainte de compression**

$$\sigma_{bc} = \frac{11.3678 \times 10^{-3}}{11235.572 \times 10^{-8}} \times 0.046113$$

$$\sigma_{bc} = 4.6582 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée} \quad (\text{BEAL91.E.III.2})$$

**2. En appui intermédiaire**

$$M_s = -6.8206 \text{KN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

Le calcul se fait pour une section ( $b_0 \times h$ )

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$5y^2 + 33.9y - 610.2 = 0 \dots \dots (2)$$

Solution de l'équation (2) :  $y = 8.1656 \text{cm}$

➤ **Moment d'inertie I de la section efficace**

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

$$I = \frac{10}{3} (8.1656)^3 + 15(2.26) (18-8.1656)^2$$

$$I = 6000.9423 \text{ cm}^4$$

➤ **Contrainte de compression**

$$\sigma_{bc} = \frac{6.8206 \times 10^{-3}}{6000.9423 \times 10^{-8}} \times 0.0816$$

$$\sigma_{bc} = 9.2745 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \quad (\text{BEAL91.E.III.2}).$$

**b. Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contres flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

➤ **Evaluation de la flèche**

Pour illustrer l'évaluation de la flèche on prendra comme exemple la poutrelle type 8 du plancher RDC.

D'après le **BAEL91** et le **CBA93**, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ A \leq \frac{4.2 b_0 d}{f_e} \end{array} \right. \quad \text{CBA (Article B.6.5)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{0.2}{3.7} = 0.0540 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{non vérifié} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.2}{3.7} = 0.0540 < \frac{11.3678}{10 \times 11.3678} = 0.1 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ A \leq \frac{4.2 \times 0.1 \times 0.18}{400} = 1.89 \times 10^{-4} < 3.39 \times 10^{-4} \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque Les trois conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad l = 3.7\text{m} < 5\text{m} \rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3.7}{500} = 7.4 \text{ mm.}$$

$\Delta f$ : La flèche à calculer selon le **BAEL**

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots\dots\dots \text{BAEL 91 modifiées 99.}$$

Avec:

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : flèches dues aux charges permanentes totales déferées et instantanées respectivement.

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

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

- **Evaluation des moments en travées selon le chargement considéré**

$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.8525 \text{ KN/m} \rightarrow$  si la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.22 = 3.393 \text{ KN/m} \rightarrow$  la charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G+Q) = 0.65 (5.22+5) = 6.643 \text{ KN/m} \rightarrow$  la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

Puisque le moment en travée maximal  $M_t^{\max}$  se trouve dans la poutre isostatique, donc le  $M_{ser}$  va être calculé comme suit :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8}$$

$$\begin{cases} M_{j_{ser}} = \frac{1.8525 \times 3.7^2}{8} = 3.1700 \text{ KN.m} \\ M_{g_{ser}} = \frac{3.393 \times 3.7^2}{8} = 5.8062 \text{ KN.m} \\ M_{p_{ser}} = \frac{6.643 \times 3.7^2}{8} = 11.3678 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Propriétés de la section**

Position de l'axe neutre :  $y=4.3916\text{cm}$

Moment d'inertie de la section efficace :  $I=10306.378\text{cm}^4$

➤ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{j_{ser}} \times (d-y)}{I} \rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{3.1700 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.046113)}{11235.572 \times 10^{-8}} = 56.6622 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{g_{ser}} \times (d-y)}{I} \rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{5.8062 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.046113)}{11235.572 \times 10^{-8}} = 103.7830 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{p_{ser}} \times (d-y)}{I} \rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{11.3678 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.046113)}{11235.572 \times 10^{-8}} = 203.1940 \text{ MPa}$$

➤ **Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$**

$\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le **BAEL (B.6.5, 2)** pour prendre en considération la fissuration de béton comme suit :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.05}{10 \times 18} = 0.0169$$

$$\left\{ \begin{aligned} \lambda_i &= \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{0.1}{0.65}) 0.0169} = 2.5240 \dots \dots \dots \text{Déformation instantané.} \\ \lambda_v &= 0.4 \lambda_i = 1.0096 \dots \dots \dots \text{Déformation déferé.} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_j &= \max (0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}) = 0.42 \\ \mu_g &= \max (0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}) = 0.63 \\ \mu_p &= \max (0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}) = 0.79 \end{aligned} \right.$$

➤ **Calcul du moment d`inertie de la section homogène**

$$y_g = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b-b_0) \times h_0 + n(A+A')}$$

$$y_g = \frac{0.1 \frac{0.2^2}{2} + (0.65-0.1) \frac{0.04^2}{2} + 15(3.39 \times 10^{-4} \times 0.18)}{0.1 \times 0.2 + (0.65-0.1) \times 0.04 + 15(3.39 \times 10^{-4})} = 0.0712m$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_g^3 + b_0 \frac{(h-y_g)^3}{3} - (b-b_0) \frac{(y_g-h_0)^3}{3} + n (A(d-y_g)^2 + A'(y_g-d')^2)$$

$$I_0 = \frac{0.65}{3} \times 0.07^3 + 0.1 \frac{(0.2-0.07)^3}{3} - (0.65-0.1) \frac{(0.07-0.04)^3}{3} + 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.18-0.07)^2$$

$$I_0 = 20405.37 \times 10^{-4} \text{ m}^4 = 20405.37 \text{ cm}^4.$$

➤ **Calcul des moments d`inertie fissurés**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fji} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 20405.37 \times 10^{-4}}{1 + 2.5240 \times 0.42} = 1.1490 \times 10^{-4} m^2 \\ I_{fgi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 20405.37 \times 10^{-4}}{1 + 2.5240 \times 0.63} = 9.3266 \times 10^{-5} m^2 \\ I_{fpi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 20405.37 \times 10^{-4}}{1 + 2.5240 \times 0.79} = 8.0356 \times 10^{-5} m^2 \\ I_{fgv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 20405.37 \times 10^{-4}}{1 + 1.0096 \times 0.63} = 1.4278 \times 10^{-4} m^2 \end{array} \right.$$

➤ **Modules de Yong instantané et déferé**

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.8656 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456.5968 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des flèches**

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{3.1700 \times 10^{-3} \times 3.7^2}{10 \times 32456.5968 \times 1.1490 \times 10^{-4}} = 1.2 \times 10^{-3} m \\ f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{5.8062 \times 10^{-3} \times 3.7^2}{10 \times 32456.5968 \times 9.2366 \times 10^{-5}} = 2.7 \times 10^{-3} m \\ f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{11.3678 \times 10^{-3} \times 3.7^2}{10 \times 32456.5968 \times 8.0356 \times 10^{-5}} = 6 \times 10^{-3} m \\ f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{5.8062 \times 10^{-3} \times 3.7^2}{10 \times 10818.8656 \times 1.4278 \times 10^{-4}} = 1.7 \times 10^{-3} m \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (1.7 \times 10^{-3} - 1.2 \times 10^{-3}) + (6 \times 10^{-3} - 2.7 \times 10^{-3})$$

$$\Delta f_t = 3.8 \times 10^{-3} m < \bar{f} = 7.4 \times 10^{-3} m \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$



### III.2.5.2. ferrailage des poutrelles (étages courant et la terrasse inaccessible)

Les résultats de calcul du ferrailage des poutrelles plancher terrasse inaccessible et les étages courants sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III. 2.** Calcul du ferrailage des poutrelles pour les étages courants et la terrasse inaccessible.

Niveau	zone	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC et étage 1	Travée	16.1807	0.0541	0.0695	0.1749	2.65	1.41	3HA12=3.39
	Appuis inter	-9.7084	0.2110	0.2996	0.1584	1.76	0.12	2HA12=2.26
	Appuis de rive	-2.4271	0.0081	0.0101	0.1792	0.38	0.21	1HA12=1.13
	Appuis de rive	-1.9080	0.004 1	0.0051	17.96	0.30	0.21	1HA10=0.79

**Tableau III. 3.** Vérification des poutrelles aux états limites ultimes (ELU).

Niveau	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_{l\ min} \text{ (cm}^2\text{)} \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267$ $\cdot \alpha_0 \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction Table Nervure $\tau_u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u \frac{M_u^{inter}}{0.9d}$		
RDC et Etage 01	0.7142 < 3.3333	0.3696 < 2.86	-0.7315 < 3.64	12.8564 < 108.135	0.8393 < 3.3333
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ Vérification des contraintes à (ELS)

Tableau III. 4.Vérification des contraintes à (ELS).

Niveau	Endroit	M <sup>s</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contraints (MPa)	Observation
RDC et Etage 01	Travée	6.1285	2.07	3.6966	7446.8931	3.04 < 15	Vérifiée
	Appui inter	-4.4848	1.57	3.32	5873.72	2.53 < 15	Vérifiée
	Appui de rive	-1.1212	0.79	2.66	3240.39	0.93 < 15	Vérifiée

➤ Vérification de la flèche

Tableau III. 5.vérification de la flèche.

Niveau	Etages courants	Terrasse inaccessible
L(m)	3.7	3.7
q <sub>jser</sub> (KN/m)	1.8525	1.8525
q <sub>gser</sub> (KN/m)	3.393	4.784
q <sub>pser</sub> (KN/m)	4.368	5.434
M <sub>jser</sub> (KN.m)	3.3821	3.3285
M <sub>g<sup>ser</sup></sub> (KN.m)	6.1947	8.5959
M <sub>p<sup>ser</sup></sub> (KN.m)	7.9748	9.7638

$I \text{ (cm}^4\text{)}$	7446.8931	7446.8931
$I_0 \text{ (cm}^4\text{)}$	17961.39	17961.39
$\lambda_l$	3.71	3.71
$\lambda_v$	1.484	1.484
$\sigma_{st}^j \text{ (MPa)}$	97.4410	95.9
$\sigma_{st}^g \text{ (MPa)}$	178.4757	247.66
$\sigma_{st}^p \text{ (MPa)}$	229.7604	281.31
$\mu_j$	0.44	0.44
$\mu_g$	0.64	0.73
$\mu_p$	0.71	0.76
$I_{fji} \text{ (cm}^4\text{)}$	7505.52	7505.52
$I_{fgi} \text{ (cm}^4\text{)}$	5855.12	5327.92
$I_{fpi} \text{ (cm}^4\text{)}$	5436.7	5172.67
$I_{fgv} \text{ (cm}^4\text{)}$	10133.31	9483.67
$f_{ji} \text{ (cm)}$	0.19	0.19
$f_{gi} \text{ (cm)}$	0.45	0.68
$f_{pi} \text{ (cm)}$	0.62	0.8
$f_{gv} \text{ (cm)}$	0.26	0.38

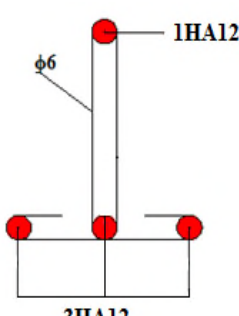
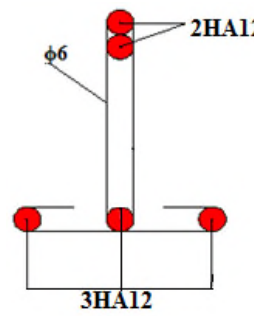
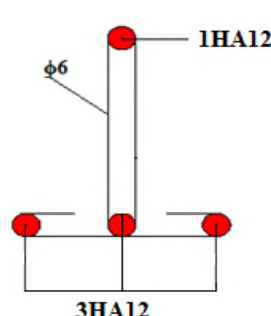
$\Delta f$ (cm)	0.24	0.31
$f_{adm}$ (cm)	0.74	0.74
Observation	Vérifiée	Vérifiée

**Remarque**

On ferraille chaque type des poutrelles avec ses sollicitations maximales et dans tous les niveaux, dans le but d'assurer les deux critères ( la résistance et l'économie).

Après calcul on opte pour le ferrailage illustré dans le tableau ci-dessous

**Tableau III. 6.**Schémas de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appuis intermédiaire	Appui de rive
RDC et étage 1			

**III.2.6. Etude de la dalle de compression**

On utilise un treillis soudé de nuance  $f_e = 400$  MPa

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_s = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit : 5  $\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec :  $St=20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$  vérifiée.

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_s}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit : 4  $\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec :  $St=25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$  vérifiée.

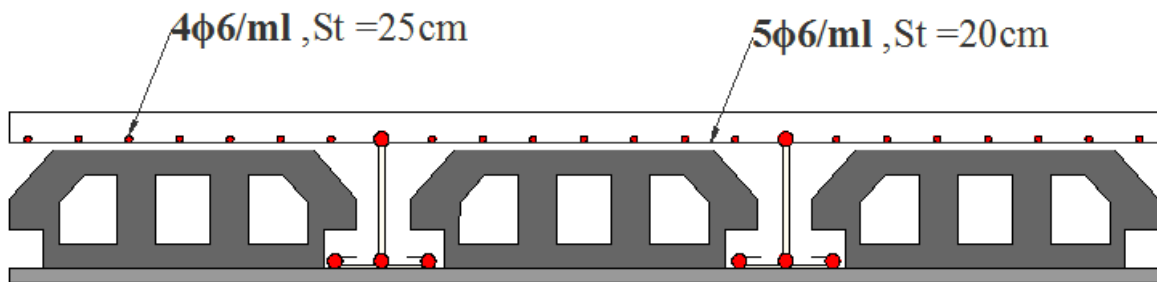


Figure III. 9. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

### III.3. Etudes des dalles pleines

#### III.3.1. Dalle sur deux appuis (du 3<sup>ème</sup> étage au 11<sup>ème</sup> étage)

On prend le cas le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tous les autres types. (Annexe 3)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.13}{4.13} = 1 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

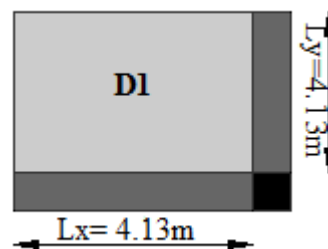


Figure III. 10. Dalle pleine sur deux appuis.

## ➤ Calcul des sollicitations à l'ELU

$$\text{On a : } G = 4.47 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.2845 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 1 \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases}$$

## ➤ Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0368 \times 11.2845 \times 4.13^2 = 7.0832 \text{ KN.m/ml} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 1.0000 \times 7.0832 = 7.0832 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

## ➤ Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

## a. En travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 7.0832 = 6.0207 \text{ KN.m/ml} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 7.0832 = 6.0207 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

## b. En appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times 7.0832 = -2.1249 \text{ KN.m/ml}$$

## III.3.1.1. calcul du ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m, on a :  
 $b=100\text{cm}$ ,  $h=12\text{cm}$ ,  $c=3\text{cm}$ (FN),  $f_{c28}=25\text{MPa}$ ,  $f_c=400\text{MPa}$ ,  $d=9\text{cm}$ .

## • En travée

Puisque :  $M_t^x = M_t^y$  donc on aura le même ferrailage pour les deux sens

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.0207 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} = 0.0523 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0.0671 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.0875 \\ A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{6.0207 \times 10^{-3}}{348 \times 0.0875} = 1.97 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 1.97 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

D'une manière identique, on fait les calculs au niveau des appuis.

On trouve les résultats représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 7.** Calcul du ferrailage au niveau des appuis

	Sens	$M_t$ (KN.m/ml)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	Lx	6.0207	0.0523	0.0671	0.0875	1.97
Appuis	Lx	2.1249	0.0184	0.0232	0.0891	0.68

### III.3.1.2. Vérifications à l'ELU

#### ➤ Condition de non fragilité

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$\rho_0$  : coefficient qui dépend du type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 & \dots \dots \dots \text{pour l'acier feE50} \\ 0.0008 & \dots \dots \dots \text{pour l'acier feE400} \\ 0.0012 & \dots \dots \dots \text{pour l'acier feE215 et 235} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3-1)}{2} \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$A_{cal} > A_{min} \rightarrow$  condition de non fragilité vérifiée, donc on ferraille avec  $A_{cal}$  pour la travée

Donc on adopte :  $A_{sx} = A_{sy} = 5HA10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Et pour l'appui on ferraille avec le  $A_{min}$ , donc on aura  $A_{sx} = A_{sy} = 5HA10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

➤ **Espacement des armatures**

$$St \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 24\text{cm}$$

On a  $S_{ty} = S_{tx} = 20 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification des armatures secondaires**

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \rightarrow 2.51 \text{ cm}^2 \geq \frac{2.51}{4} = 0.6275 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérfications de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

On a :

$$V_x = V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \rightarrow V_x = V_{max} = \frac{11.2845 \times 4.13}{2} \times \frac{4.13^4}{4.13^4 + 4.13^4} = 11.6512 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{11.6512 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.1294 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$



Donc pas d'armatures transversales.

➤ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{V_{max} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{11.6512 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 3.34 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.334 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.51 \text{ cm}^2 > 0.334 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**III.3.1.3. Vérifications à l'ELS**

➤ **Etat limite de compression de béton**

$$q_s = 7.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 1 \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_{0s}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0441 \times 7.97 \times 4.13^2 = 5.9951 \text{ KN.m/ml} \\ M_{0s}^y = \mu_y \times M_{0s}^x = 1.0000 \times 5.9951 = 5.9951 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ts}^x = 0.85 \times M_{0s}^x = 0.85 \times 5.9951 = 5.0958 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ts}^y = 0.85 \times M_{0s}^y = 0.85 \times 5.9951 = 5.0958 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$\text{Sens X-X : } A_x = 3.93 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 9 \text{ cm.}$$

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

$$50y^2 + 58.95y - 530.55 = 0 \rightarrow y = 2.7208 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A (d-y)^2 = \left(\frac{100}{3}\right)(2.7208)^3 + 15 \times 3.93 \times (9-2.7208)^2 = 2995.6817 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = 5.0958 \times 10^{-3} \frac{0.027208}{2995.6817 \times 10^{-8}} = 5.6173 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.6153 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

(pas de risque de fissuration de béton).

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser}(d-y)}{I} = 15 \times \frac{5.0958 \times 10^{-3} (0.09 - 0.027208)}{2995.6817 \times 10^{-8}} = 138.1965 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.6666 ; 201.6333) = 201.6333 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 138.1965 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.6333 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche**

Selon le **BAEL**, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\begin{cases} h \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right) l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0.12 < \max\left(\frac{3}{80}; \frac{5.0958}{20 \times 5.9951}\right) 4.13 = 0.1751 \text{ m} \dots\dots\dots \text{non vérifiée.} \\ 0.000393 \text{m}^2 < 0.00045 \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on doit vérifier la flèche.

Les résultats du calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 8.** Vérification de la flèche à l'ELS

Localisation		f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	Δf ≤ f <sub>adm</sub>	Observation
D1	X-X	2.7435	0.6137	3.5891	0.9145	4.8044 ≤ 8.26	Vérifiée
	Y-Y	2.7435	2.6137	3.5891	0.9145	4.8044 ≤ 8.26	Vérifiée

Donc on adopte le ferrailage suivant :

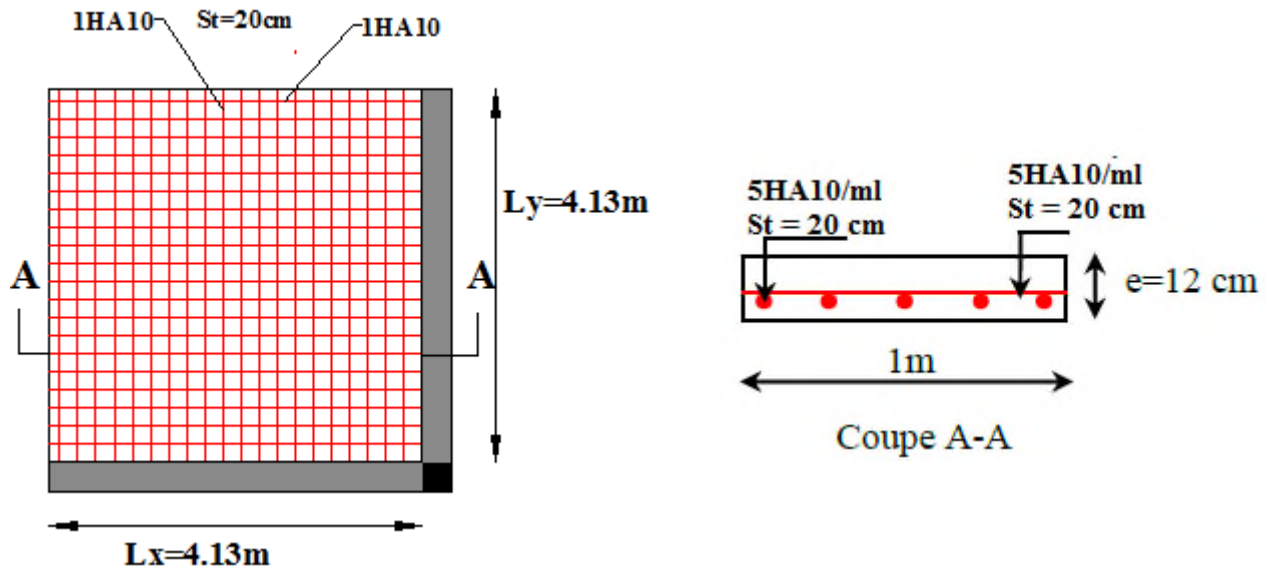


Figure III. 11.Schémas de ferrailage pour la dalle sur 2 appuis.

### III.3.2.Dalle sur trois appuis (loggia du 3<sup>ème</sup> étage au 11<sup>ème</sup> étage)

On prend le cas le plus défavorable, et en adoptera le même ferrailage pour tous les autres types

➤ Calcul des sollicitations à l'ELU

On a:  $G= 4.47 \text{ KN/m}^2$

$Q= 1.5 \text{ KN/m}^2$

$q_u= 1.35G+1.5Q= 8.2845 \text{ KN/m}^2$

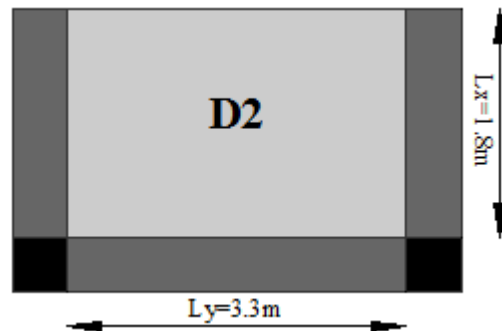


Figure III. 12.Dalle pleine sur trois appuis.

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$\text{On a: } L_x = 1.8\text{m} > \frac{l_y}{2} = \frac{3.3}{2} = 1.65\text{m}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} M_0^x = \frac{q_u l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{q_u l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q_u l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$M_0^x = \frac{8.2845 \times 3.3^3}{24} = 12.4050 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{8.2845 \times 3.3^2}{8} (1.8 - 1.65) + \frac{8.2845 \times 3.3^3}{48} = 7.8940 \text{ KN.m.}$$

➤ **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement**

**a. En travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 12.4050 = 10.5442 \text{ KN.m/ml} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 7.8940 = 6.7099 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

**b. En appuis**

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times 12.4050 = -3.7215 \text{ KN.m/ml}$$

**III.3.2.1. calcul du ferrailage**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m, on a :  
 $b=100\text{cm}$ ,  $h=12\text{cm}$ ,  $c=3\text{cm(FN)}$ ,  $d=9\text{cm}$ ,  $f_{c28}=25\text{MPa}$ ,  $f_e=400\text{MPa}$ ,

D'une manière identique, on fait les calculs selon  $L_y$  et au niveau de l'appui. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 9.** Calcul du ferrailage au niveau des appuis.

Localisation	Sens	$M_t$ (KN.m/ml)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	
D2	Travée	Lx	10.5442	0.0916	0.1202	0.0856	3.53
	Travée	Ly	6.7099	0.0583	0.0751	0.0872	2.21
	Appui	Lx	3.7215	0.0323	0.0410	0.0885	1.20

### III.3.2.2. Vérifications à l'ELU

#### ➤ Condition de non fragilité

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \rightarrow \begin{cases} A_x^{mn} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\rho_0 = 0.0008.$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3-0.54)}{2} \times 100 \times 12 = 1.1808 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$A_{cal} > A_{min} \rightarrow$  condition de non fragilité vérifiée, donc on ferraille avec  $A_{cal}$ .

Donc on adopte en travée :  $A_{sx} = A_{sy} = 6\text{HA}10/\text{ml} = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Et pour l'appui :  $A_{sx} = A_{sy} = 5\text{HA}6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

#### ➤ Espacement des armatures

$$S_t \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$$

On a  $S_{tx} = S_{ty} = 20 \text{ cm}$ .

#### ➤ Vérification des armatures secondaires

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \rightarrow 1.41 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.41}{4} = 0.3525 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérfications de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

On a: 6.8491 1.1116

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{8.2845 \times 1.8}{2} \times \frac{3.3^4}{3.3^4 + 1.8^4} = 6.8497 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{8.2845 \times 3.3}{2} \times \frac{1.8^4}{3.3^4 + 1.8^4} = 1.1116 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{6.8497 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.0983 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{V_{max} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{6.8497 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 1.96 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.196 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.93 \text{ cm}^2 > 0.196 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

### III.3.2.3. Vérifications à l'ELS

➤ **Etat limite de compression de béton**

$$q_s = 5.97 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_{0s}^x = \frac{q_s \times l_y^3}{24} = \frac{5.97 \times 3.3^3}{24} = 8.9393 \text{ KN.m/ml} \\ M_{0s}^y = \frac{q_s l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q_s l_y^3}{48} = \frac{5.97 \times 3.3^2}{8} (1.8 - 1.65) + \frac{5.97 \times 3.3^3}{48} = 5.6886 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ts}^x = 0.85 \times M_{0s}^x = 0.85 \times 8.9393 = 7.5984 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ts}^y = 0.85 \times M_{0s}^y = 0.85 \times 5.6886 = 4.8353 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

Tableau III. 10.Vérification à l’ELS.

Position		$M_{ser}$ (KN.m)	Y(cm)	I(Cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
En travée	X-X	7.5984	2.9289	3441.5503	6.4645	201.0604	201.6333	Vérifiée
	Y-Y	4.8353	2.9289	3441.5503	4.1150	127.9463	201.6333	Vérifiée

➤ Vérification de la flèche

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n’est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\begin{cases} h \geq \max \left( \frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x} \right) l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0.12 > \max \left( \frac{3}{80}; \frac{7.5984}{20 \times 8.9393} \right) 1.8 = 0.0765m \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.000471m^2 > 0.00045m^2 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \end{cases}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire, le tableau ci-dessous résume les résultats :

Tableau III. 11.Vérification de la flèche.

Localisation	$f_{gv}(\text{mm})$	$f_{ji}(\text{mm})$	$f_{pi}(\text{mm})$	$f_{gi}(\text{mm})$	$\Delta f \leq f_{adm}$	Observation	
D2	X-X	1.5264	0.3489	1.2269	0.7570	$1.6474 \leq 3.6$	Vérifiée
	Y-Y	3.2929	0.5079	3.8599	1.6087	$5.036 \leq 6.6$	Vérifiée

Donc on adopte le ferrailage suivant :

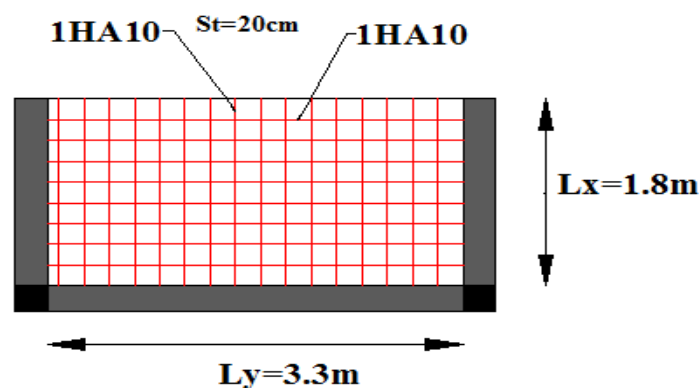


Figure III. 13. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

### III.4. Etudes des poutres de chaînages

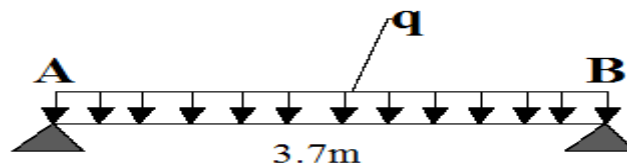


Figure III. 14. Schéma statique de la poutre de chaînage.

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  $\frac{2}{3}$  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.

$$h \geq \max \left( \frac{2}{3} \times 20\text{cm}; 15\text{cm} \right) \rightarrow h \geq 15\text{cm}$$



➤ **Condition de la flèche**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 22\text{cm} \leq h \leq 33\text{cm}$$

➤ **Exigences du RPA**

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} > 4 \end{cases} \rightarrow \text{Donc on prend : } \begin{cases} b = 25\text{cm} \\ h = 30\text{cm} \end{cases}$$

### III.4.1. Calcul des sollicitations

Notre poutre de chaînage est soumise aux chargements suivants :

➤ **Poids propre**

$$G_p = 25 \times 0.3 \times 0.25 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

➤ **Poids du mur**

$$G_{\text{mur int}} = G_{\text{mur}} \times (l_{\text{étage}} - h_{\text{pp}}) = 1.46 \times (4.25 - 0.35) = 5.694 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (G_{\text{pch}} + G_{\text{mur}}) = 1.35 \times (1.875 + 5.694) = 10.2181 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G_{\text{pch}} + G_{\text{mur}} = 1.875 + 5.694 = 7.569 \text{ KN/m}$$

➤ **Poids de plancher à corps creux**

$$G = 5.22 \text{ KN/m}^2; Q = 5 \text{ KN/m}^2,$$

$$l_g = 0; l_d = 2.2 \text{ m.}$$

➤ **Charge d'exploitation sur la poutre**

$$Q_0 = Q \times b = 1.25 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1.35G + 1.5Q) \times \frac{l_d}{2} + 1.35G_p + 1.5Q_0 = 20.4079 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = (G + Q) \times \frac{l_d}{2} + G_p + Q_0 = 14.367 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Les moments isostatiques} \begin{cases} ELU: M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 27.7802 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 19.5570 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Les moments en travée} \begin{cases} ELU: M_{tu} = 0.85M_{0u} = 23.6131 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{ts} = 0.85M_{0s} = 16.6234 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Les moments en appuis} : \begin{cases} ELU: M_{au} = -0.5 \times 27.7802 = -13.8901 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{as} = -0.5 \times 19.5570 = -9.7785 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.4.1.1 Calcul de ferrailage à l'ELU

Données :  $b=65\text{cm}$  ;  $d=18\text{cm}$  ;  $M_{0u}= 27.7802 \text{ KN.m}$  ;  $M_{0s}= 19.5570 \text{ KN.m}$

**Tableau III. 12.** Calcul de ferrailage à l'ELU.

Position	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	pivot	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A^{adop}$ ( $\text{cm}^2$ )
Travée	23.6131	0.0108	A	0.0135	0.1790	3.79	0.54	4HA12=4.52
Appuis	13.8901	0.0361	A	0.0459	0.1766	2.70	0.54	3HA12=3.39

#### ➤ Vérification de l'effort tranchant CBA93

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 33.6730 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.7482 \text{ MPa}$$

$$FPN \rightarrow \bar{\tau} < \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifiée (pas de risque de rupture par cisaillement)}$$

#### ➤ Armature transversales

En fixe  $St=15 \text{ cm}$  puis on calcul  $A_{tran}$

$$\text{a. } A_{\text{trans}} \geq \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_e} = 0.375 \text{ cm}^2$$

$$\text{b. } A_{\text{tran}} \geq \frac{b \times s_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} < 0$$

$$\text{Soit un cadre } \Phi_8 + \text{ un étrier } \Phi_8 \rightarrow A_t = 4\Phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

### III.4.1.2. Calcul de ferrailage 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).

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

**Tableau III. 13.** Calcul de ferrailage à l'ELS.

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	16.6234	7.5343	10990.2737	11.3960 < 15
En appuis	9.7785	6.7615	8998.5645	7.3475 < 15

#### ➤ Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.0810 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.0810 < 0.0849 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ A \leq \frac{4.2bd}{f_e} \rightarrow 4.52 < 4.725 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ l < 8m \rightarrow 3.7m < 8m \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

L'une des conditions n'est pas vérifiée, donc on doit vérifier la flèche.

$$j = G_{\text{pch}} + G_{\text{cc-rev}} \times l_0 = 1.875 + 2.85 \times 0.65 = 3.7275 \text{ KN/ml}$$

$$g = G_{pch} + G_{cc} \times l_0 + G_{mur} = 1.875 + (5.22 \times 0.65) + 5.694 = 10.962 \text{ KN/ml}$$

$$p = G_{pch} + (G_{cc} + Q_{cc}) \times l_0 + G_{mur} = 1.875 + (5.22 + 5) \times 0.65 + 5.694 = 14.212 \text{ KN/ml}$$

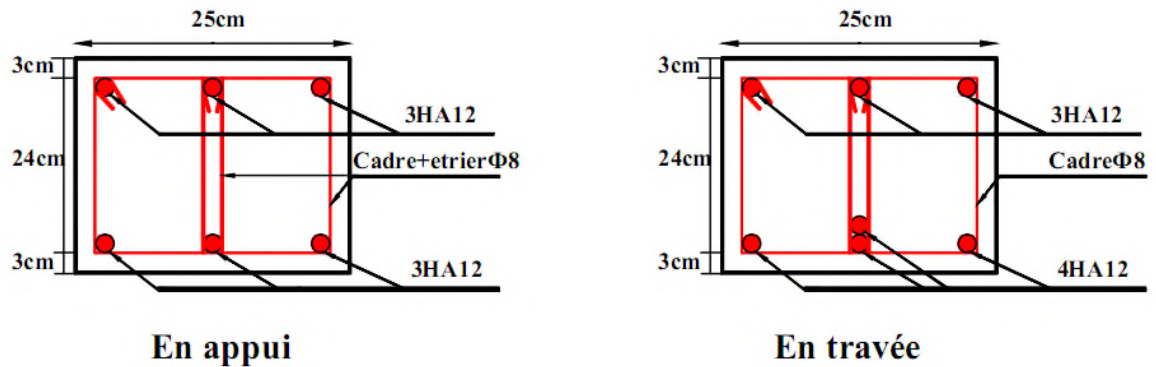
$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{3.7}{500} = 0.74 \text{ cm.}$$

Les résultats de calcul de la flèche sont représentés dans le tableau ci-dessous:

**Tableau III. 14.** Vérification de la flèche.

$f_{ji}$ (cm)	$f_{gi}$ (cm)	$f_{pi}$ (cm)	$f_{gv}$ (cm)	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)	observation
0.07	0.25	0.33	0.16	0.17	0.74	Vérifiée

Donc on adopte le ferrailage suivant :



**Figure III. 15.** schémas de ferrailage de la poutre de chaînage

### III.5. Etudes des escaliers

Cette étude sert à déterminer les sollicitations maximales auxquelles est soumis l'escalier, pour pouvoir adopter le ferrailage qui lui convient. Pour notre projet on a un seul type d'escalier (droit à 2 volées).

III.5.1. Escalier du sous-sol

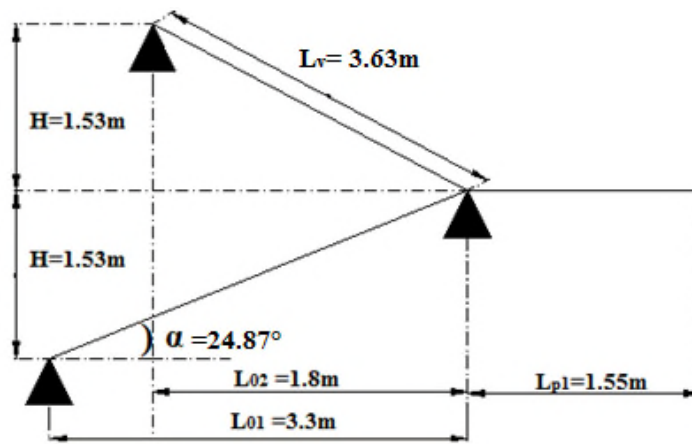


Figure III. 16. Schéma de l’escalier droit à deux volées.

➤ Evaluation des charges de l’escalier

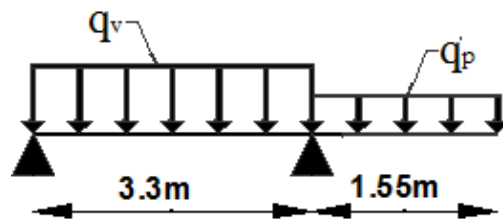


Figure III. 17. Schéma statique de l’escalier à deux volées.

$G_v = 10.586 \text{ KN/m}^2$  ;  $G_p = 6.47 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$  ;  $e = 14 \text{ cm}$ .

Tableau III. 15. Combinaisons de charges de l’escalier à deux volées.

ELU	ELS
$q_v = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1 = 18.0411 \text{ KN/m}$	$q_v = (G_v + Q_v) \times 1 = 13.086 \text{ KN/m}$
$q_p = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1 = 12.4845 \text{ KN/m}$	$q_p = (G_p + Q_p) \times 1 = 8.97 \text{ KN/m}$

## III.5.1.1.calcul à l'ELU

## ➤ Calcul des sollicitations

Pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux (RDM).

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A + R_B = (18.0411 \times 3.3) + (12.4845 \times 1.55)$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 78.8866 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \left(18.0411 \times \frac{3.3^2}{2}\right) - R_B \times 3.3 + \left(12.4845 \times 1.55 \times \left(3.3 + \frac{1.55}{2}\right)\right) = 0$$

$$\begin{cases} R_A = 25.2233 \text{ KN} \\ R_B = 53.6633 \text{ KN} \end{cases}$$

Et pour le calcul des moments nous allons procéder par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents.

1) 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 3.3\text{m}$ 

$$N_x = 0$$

$$T_y = R_A - (18.0411x)$$

$$T_y = 25.2233 - 18.0411x$$

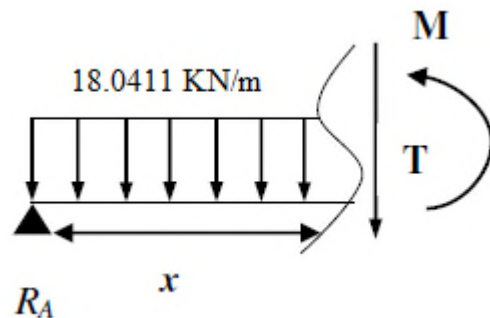
$$\begin{cases} T(0) = 25.2233 \text{ KN} \\ T(3.3) = -34.3123 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/i = 0 \rightarrow -M_z - q_v \frac{x^2}{2} + R_A x = 0$$

$$M_z = \frac{-18.0411 \times x^2}{2} + 25.2233 x = -9.0206 x^2 + 25.2233 x$$

$$\frac{\partial M_z}{\partial x} = 0 \rightarrow -18.0411 x + 25.2233 = 0 \rightarrow x = 1.3981 \in [0; 3.3]$$

$$M_z^{\max}(x) = 17.6322 \text{ KN.m.}$$



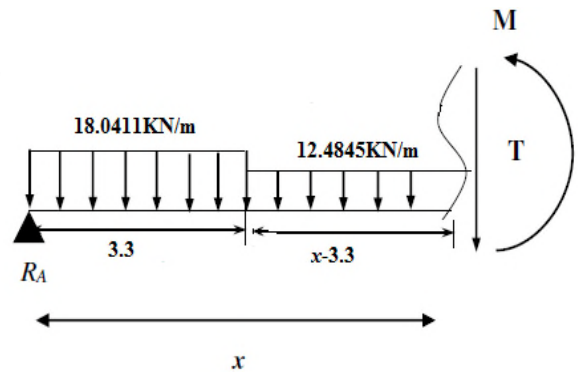
2) 2<sup>ème</sup> tronçon :  $3.3 \leq x \leq 4.85\text{m}$ 

$$N_x = 0$$

$$T_y = R_A + R_B - (18.0411 \times 3.3) - 12.4845 x$$

$$T_y = 19.3509 - 12.4845 x$$

$$\begin{cases} T(3.3) = -21.8478 \text{ KN} \\ T(4.85) = -41.1989 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M_z = R_A x - q_v (3.3) \times (3.3 + (x-3.3)) - q_p \left( \frac{x-3.3}{2} \right)^2 + R_B (x-3.3)$$

$$\begin{cases} M_z(3.3) = -14.9969 \text{ KN} \\ M_z(4.85) = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

**III.5.1.2. calcul à l'ELS**➤ **Calcul des sollicitations**

Pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux (RDM).

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A + R_B = (13.086 \times 3.3) + (8.97 \times 1.55)$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 57.0873 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \left( 13.086 \times \frac{3.3^2}{2} \right) - R_B \times 3.3 + \left( 8.97 \times 1.55 \times \left( 3.3 + \frac{1.55}{2} \right) \right) = 0$$

$$\begin{cases} R_A = 18.3267 \text{ KN} \\ R_B = 38.7605 \text{ KN} \end{cases}$$

Et pour le calcul des moments nous allons procéder par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents.

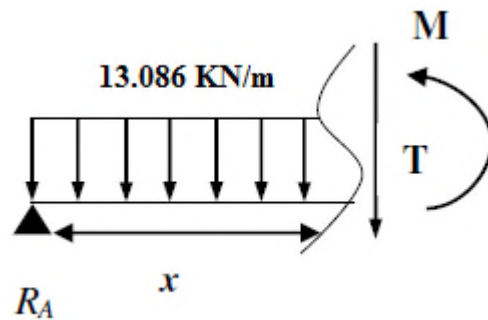
1) 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 3.3\text{m}$

$$N_x=0$$

$$T_y = R_A - (13.086x)$$

$$T_y = 18.3267 - 13.086x$$

$$\begin{cases} T(0) = 18.3267\text{KN} \\ T(3.3) = -24.8571\text{KN} \end{cases}$$



$$\sum M/i = 0 \rightarrow -M_z - q_v \frac{x^2}{2} + R_A x = 0$$

$$M_z = \frac{-13.086 \times x^2}{2} + 18.3267 x = -6.542 x^2 + 18.3267 x$$

$$\frac{\partial M_z}{\partial x} = 0 \rightarrow -13.086 x + 18.3267 = 0 \rightarrow x = 1.4 \in [0; 3.3]$$

$$M_z^{max}(x) = 12.8331\text{KN.m.}$$

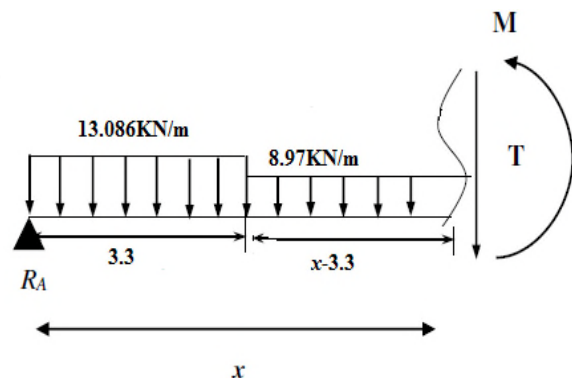
2) 2<sup>ème</sup> tronçon :  $3.3 \leq x \leq 4.85\text{m}$

$$N_x=0$$

$$T_y = R_A + R_B - (13.086 \times 3.3) - 8.97 x$$

$$T_y = 13.9035 - 8.97 x$$

$$\begin{cases} T(3.3) = -15.6975\text{KN} \\ T(4.85) = -29.601\text{KN} \end{cases}$$



$$M_z = R_A x - q_v (3.3) \times \left( 3.3 + \frac{x-3.3}{2} \right) - q_p \left( \frac{x-3.3}{2} \right)^2 + R_B (x-3.3)$$

$$\begin{cases} M_z(3.3) = -10.7750\text{KN} \\ M_z(4.85) = 0\text{KN} \end{cases}$$

Donc on aura comme résultat les sollicitations maximales suivantes :



Tableau III. 16. Sollicitations maximales à l'ELU et l'ELS.

sollicitations Combinaisons	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)
ELU	17.6322	-14.9969	53.6633
ELS	12.8331	-10.7750	/

➤ calcul des moments réels

$$M_t^{\max} = 0.75 \times 17.6322 = 13.2241 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -0.5 \times 17.6322 = 8.8161 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec  $M_t^{\max}$  pour une section ( $b \times h$ ) = (100×20) cm<sup>2</sup> avec ( $h=e$ ), et sa sera la même chose pour les appuis avec  $M_a^{\max}$ .

a) En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.2241 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0287 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})}] = 0.0364 \\ z = d \times [1 - (0.4\alpha)] = 0.1773m \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{13.2241 \times 10^{-3}}{0.1773 \times 348} = 2.14 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 2.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_{cal} \rightarrow$  On ferraille avec  $A_{min}$

Soit  $A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , donc on adopte :  $A = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$St \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$  Soit :  $St = 30 \text{ cm} < 33.33 \text{ cm}$ .

### b) En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.8161 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0191 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})}] = 0.0241 \\ z = d \times [1 - (0.4\alpha)] = 0.1782 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{8.8161 \times 10^{-3}}{0.1782 \times 348} = 1.42 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 1.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### ➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_{calculé} \rightarrow$  On ferraille avec  $A_{min}$

Soit  $A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , donc on adopte :  $A = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$St \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$  Soit :  $St = 30 \text{ cm} < 33.33 \text{ cm}$ .

#### ➤ Vérification de l'effort tranchant

✓ A l'ELU

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau^{adm} = \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $V^{\max} = R_B = 53.6633 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{53.6633 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.2981 \leq \tau^{adm} = 3.3333 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures de répartition**

a) **En travée**

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.8475 \text{ cm}^2, \text{ on choisit } A_r = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) **En appuis**

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2, \text{ on choisit : } 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification des espacements**

**Travée :**  $St \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow \text{soit } s_t = 30\text{cm} < 33\text{cm}$

**Appui :**  $St \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow \text{soit } s_t = 30\text{cm} < 33\text{cm}$

**Armatures de répartition:**  $St \leq \min(4e ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \rightarrow \text{soit } s_t = 30\text{cm} < 45\text{cm}$

✓ **A l'ELS**

La fissuration est peut nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

➤ **Etat limite de compression de béton**

a) **En travée**

$$R_A = 18.3266 \text{ KN} ; R_B = 38.7605 \text{ KN} ; X = 1.4 \text{ m.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Tel que : } M_{ser} = (12.833 \times 0.75) = 9.6248 \text{ KN.m}$$

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

$$50y^2 + 50.85y - 915.3 = 0 \rightarrow y = 3.8 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y) = 12082.4606 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.6248 \times 10^{-3} \times (3.8 \times 10^{-2})}{12082.4606 \times 10^{-8}} = 3.0270 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

### b) En appui

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{Tel que : } M_{ser} = (-0.5 \times 12.8331) = -6.4165 \text{KN.m}$$

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

$$50y^2 + 35.4y - 637.2 = 0 \rightarrow y = 3.2353 \text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y) = 8845.8854 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.4165 \times 10^{-3} \times (3.2353 \times 10^{-2})}{8845.8854 \times 10^{-8}} = 2.3467 \text{Pa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

### ➤ Vvérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.0606 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ \frac{e}{l} \geq \left( \frac{M_t}{10M_0} \right) = 0.0606 < 0.0749 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} = 3.39 \text{cm}^2 < 18.9 \text{cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la flèche.

$$f_{adm} = \frac{3.3}{500} = 6.6 \times 10^{-3} \text{m.}$$

- **Calcul des moments maximaux en travées sous j, g et p**

**g** : l'ensemble des charges permanentes.

**j** : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

**p** : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitation).

En applique la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

$$\text{Sous j} : \begin{cases} q_v^j = 6.35 \text{ KN/m} \\ q_p^j = 5 \text{ KN/m} \end{cases} \rightarrow M_{st}^j = 0.75 \times 5.8973 = 4.4229 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous g} : \begin{cases} q_v^g = 10.586 \text{ KN/m} \\ q_p^g = 6.47 \text{ KN/m} \end{cases} \rightarrow M_{st}^g = 0.75 \times 10.7821 = 8.0865 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous p} : \begin{cases} q_v^p = 13.086 \text{ KN/m} \\ q_p^p = 8.97 \text{ KN/m} \end{cases} \rightarrow M_{st}^p = 0.75 \times 12.8331 = 9.6248 \text{ KN.m}$$

- **Propriétés de la section**

Position de l'axe neutre :  $y=3.8\text{cm}$

Moment d'inertie de la section efficace :  $I=12082.4606\text{cm}^4$

- **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} \rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{4.4229 \times 10^{-3} \times (0.18-0.038)}{12082.4606 \times 10^{-8}} = 77.9706 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} \rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{8.0865 \times 10^{-3} \times (0.18-0.038)}{12082.4606 \times 10^{-8}} = 142.5584 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I} \rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{9.6248 \times 10^{-3} \times (0.18-0.038)}{12082.4606 \times 10^{-8}} = 169.6742 \text{ MPa}$$

- **Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$**

Sont définis par le **BAEL** pour prendre en considération la fissuration de béton comme suit :

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{100 \times 18} = 0.0018$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2+3)\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2+3)0.0018} = 11.6666 \dots \dots \dots \text{Déformation instantané.} \\ \lambda_v = 0.4 \lambda_i = 4.6666 \dots \dots \dots \text{Déformation déferé.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_j = \max \left( 0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0 \\ \mu_g = \max \left( 0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0 \\ \mu_p = \max \left( 0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0 \end{cases}$$

- **Calcul du moment d'inertie de la section homogène**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 20^3}{12} + 15 \times 3.39 \left( \frac{20}{2} - 2 \right)^2 = 69921.0666 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 6.99210666 \times 10^{-4} \text{ m}^4 = 69921.0666 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des moments d'inertie fissurés**

$$\begin{cases} I_{fji} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 69921.0666 \times 10^{-8}}{1 + 11.6666 \times 0} = 7.6913 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \\ I_{fgi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 69921.0666 \times 10^{-8}}{1 + 11.6666 \times 0} = 7.6913 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \\ I_{fpi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 69921.0666 \times 10^{-8}}{1 + 11.6666 \times 0} = 7.6913 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \\ I_{fgv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 69921.0666 \times 10^{-8}}{1 + 11.6666 \times 0} = 7.6913 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \end{cases}$$

- **Modules de Yong instantané et déferé**

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.8656 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456.5968 \text{ MPa} \end{cases}$$

• Calcul des flèches

$$\left\{ \begin{aligned} f_{ji} &= \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = \frac{4.4229 \times 10^{-3} \times 3.3^2}{10 \times 32456.5968 \times 7.6913 \times 10^{-4}} = 1.9294 \times 10^{-4} \text{m} \\ f_{gi} &= \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = \frac{8.0865 \times 10^{-3} \times 3.3^2}{10 \times 32456.5968 \times 7.6913 \times 10^{-4}} = 3.5276 \times 10^{-4} \text{m} \\ f_{pi} &= \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = \frac{11.3678 \times 10^{-3} \times 3.7^2}{10 \times 32456.5968 \times 7.6913 \times 10^{-4}} = 4.1987 \times 10^{-4} \text{m} \\ f_{gv} &= \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = \frac{5.8062 \times 10^{-3} \times 3.7^2}{10 \times 10818.8656 \times 7.6913 \times 10^{-4}} = 1.0582 \times 10^{-3} \text{m} \end{aligned} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (1.0582 \times 10^{-3} - 1.9294 \times 10^{-4}) + (4.1987 \times 10^{-4} - 3.5276 \times 10^{-4})$$

$$\Delta f_t = 0.932 \times 10^{-3} \text{m} < \bar{F} = 6.6 \times 10^{-3} \text{m} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

Donc on adopte le ferrailage ci-dessous :

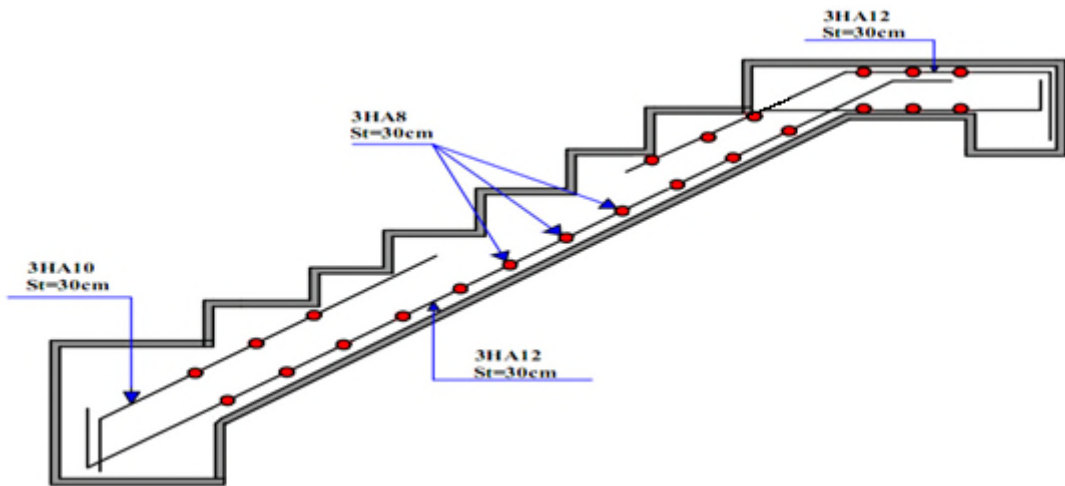


Figure III. 18. Schéma de ferrailage de l'escalier à deux volée

### III.6. Etude de la poutre palière

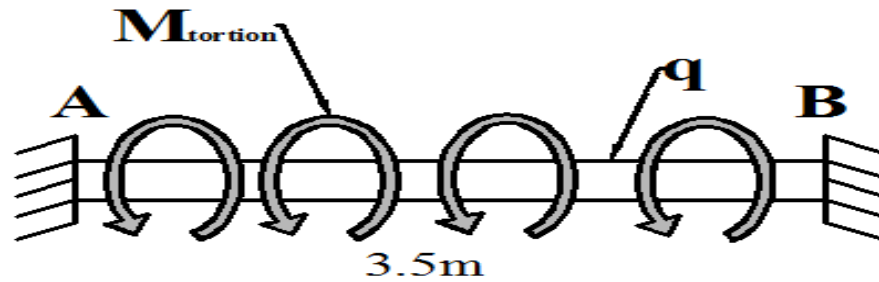


Figure III. 19. Schéma statique de la poutre palière.

- Dimensionnement

D'après la condition de la flèche définie par le **BAEL 91** :

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \rightarrow 23.33\text{cm} \leq h \leq 35\text{cm}$$

- Les exigences de RPA 99 (art7.5.1)

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} b = 35\text{cm} \\ h = 35\text{cm} \\ b/h = 1 < 4 \end{cases}$$

On prend (b=35cm, h=35cm).

- Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre :  $G_0 = 25 \times 0.35 \times 0.35 = 3.0625\text{KN/m}$
- Charge transmise de la palliase :  $\begin{cases} ELU: R_B^u = 53.2233\text{ KN} \\ ELS: R_B^s = 38.7605\text{ KN} \end{cases}$
- Moment de torsion  $M_{tor} = M_B \times l/2$  : provoque par la flexion de palliase.



➤ Calcul à la flexion simple

• Calcul des sollicitations

$$\mathbf{q} = \begin{cases} \text{ELU: } q_U = 1.35G_0 + R_{BU} = 57.3576 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_S = G_0 + R_{BS} = 41.823 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moment: } \begin{cases} M_0^U = \frac{q_U \times l^2}{24} = 29.2762 \text{ KN.m} \rightarrow \begin{cases} M_t^u = 0.75 \times M_0^u = 21.9571 \text{ KN.m} \\ M_a^u = -0.5 \times M_0^u = -14.6381 \text{ KN.m} \end{cases} \\ M_0^S = \frac{q_S \times l^2}{24} = 21.3471 \text{ KN.m} \rightarrow \begin{cases} M_t^S = 0.75 \times M_0^S = 16.0103 \text{ KN.m} \\ M_a^S = -0.5 \times M_0^S = -10.6735 \text{ KN.m} \end{cases} \end{cases}$$

$$V_{max} = \frac{q_u \times l}{2} = 100.3758 \text{ KN}$$

### III.6.1. Calcul à ELU

• Ferrailage

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 17.** Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

Position	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$
En travée	21.9571	0.0405	0.0516	0.3231	1.95	1.39	4HA10=3.14
En appuis	14.6381	0.0270	0.0342	0.3254	1.29	1.39	4HA10=3.14

- **Calcul des armatures à la torsion**

$$M_{torsion}^{max} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{14.6381 \times 3.5}{2}$$

$$M_{torsion}^{max} = 25.6116 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la section d'armature longitudinale**

Pour une section pleine, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle.

- **e**: épaisseur de la paroi,
- **$\Omega$** : air du contour,
- **U**: périmètre de la section,
- **$A_t$** : section d'acier.

$$\begin{cases} e = \Phi/6 = h/6 = 0.0583 \text{ m} \\ \Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 0.085 \text{ m}^2 \\ U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.17 \text{ m} \\ A_t = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 5.05 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \end{cases}$$

**a) En travée**

$$A^t = A^{flexion} + \frac{A^{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 3.14 + \frac{5.05}{2} = 5.665 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec :  **$A^t = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2$** .

**b) En appui**

$$A^a = A^{flexion} + \frac{A^{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.14 + \frac{5.05}{2} = 5.665 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec :  **$A^t = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2$** .

- **Vérification de la contrainte du cisaillement**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Avec : } \tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2}$$

On a:  $V_{max} = 100.3724 \text{ KN}$

$$\tau_{flexion} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{100.3742 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.33} = 0.869 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{torsion}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{25.6166 \times 10^{-3}}{2 \times 0.085 \times 0.0583} = 2.5846 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{0.869^2 + 2.5846^2}$$

D`ou :  $\tau_u = 2.7267 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3333 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  vérifiée.

- **Calcul des espacements**

D`après le **CBA 93** :  $S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 29.7\text{cm}$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

- **Calcul des armatures transversales :**

$$A^{trans} = A_t^{flexion} + A_t^{torsion}$$

**Tableau III. 18.** Ferrailage transversale de la poutre palière en flexion simple et en torsion.

Flexion simple	Torsion
$A_t \geq 0.4 \times b \times \frac{S_t}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.525 \text{ cm}^2$	$A_t^{min} = 0.003 \times b \times S_t = 1.575 \text{ cm}^2$ $A_t^{torsion} = M_{torsion} \times S_t \times \frac{\gamma_s}{2\Omega} \times f_e = 0.064 \text{ cm}^2$

D`ou :  $A_t = 0.525 + 1.575 = 2.1 \text{ cm}^2$

Soit : un cadre **2HA12=2.26 cm<sup>2</sup>**.

**III.6.2. Vérification à l'ELS**

- **Etat limite de compression de béton**

**Tableau III. 19.** Vérification à l`état de compression de béton.

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	16.0103	10.8211	60234.8401	2.8762	15	vérifiée
En appui	10.6735	10.8211	60234.8401	1.9174	15	vérifiée

- **Evaluation de la flèche**

On doit vérifi e la flèche si un des conditions suivantes n`est pas vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{35}{350} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{v rifi e} \\ \frac{h}{l} = 0.1 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.0249 \dots\dots\dots \text{v rifi e} \\ A_s = 6.16 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} = 16.1675 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{v rifi e} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, ya pas lieu de vérifier la flèche

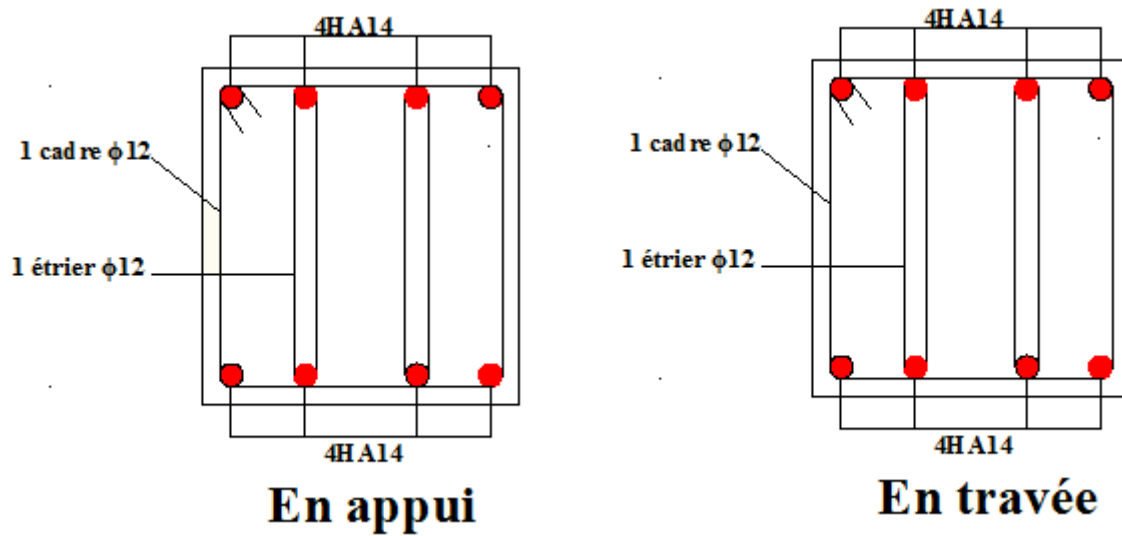


Figure III. 20. Schémas de ferrailage de la poutre palière.

### III.7. Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastré à sa base, soumis à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique ( $F_p$ ) et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

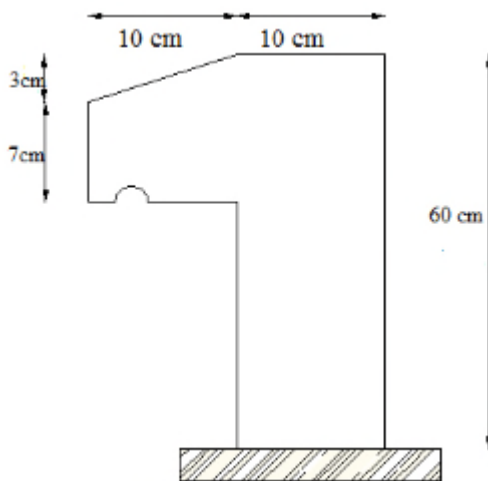


Figure III. 21. coupe transversale de l'acrotère.

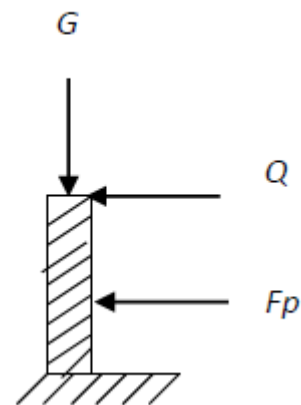


Figure III. 22. Modèle de calcul de l'acrotère.

### III.7.1. Hypothèses de calcul

- Le calcul se fera pour une bonde de 1ml.
- La fissuration est considéré nuisible.
- L'acrotère est calculé en flexion simple

### III.7.2. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III. 20. Evaluation des charges et surcharges de 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)
60	10	0.0685	1.7125	0.525	2.2375	1

- Force sismique

La force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA (article 6.2.3).}$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa,  $A=0.15$ ).

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p=0.8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

Donc :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.2375 = 1.074 \text{ KN}$

➤ Calcul des sollicitations

1) Calcul de centre de gravité  $G (X_g ; Y_g)$

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum Y_i}$$

$$X_g = \frac{(60 \times 10) \times 5 + (7 \times 10) \times 15 + \left(\frac{10 \times 3}{2}\right) \times \left(\frac{1}{3} \times 10\right) + 10}{(60 \times 10) + (7 \times 10) + \left(\frac{10 \times 3}{2}\right)} = 6.2043 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{(60 \times 10) \times 30 + (7 \times 10) \times 53.5 + \left(\frac{10 \times 3}{2}\right) \times 60 - \left(\frac{1}{3} \times 3\right)}{(60 \times 10) + (7 \times 10) + \left(\frac{10 \times 3}{2}\right)} = 33.0364 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.2375 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0.6 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 \\ M_{Fp} = F_p \times Y_g = 0.3546 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée pour une bande de 1m.

**Tableau III. 21.** Combinaisons d'actions de l'acrotère.

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
Combinaisons de charge	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	2.2375	3.0206	2.2375
M(KN.m)	0.9546	0.9	0.6

## 2) Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.0206} = 0.29 \text{ m} \quad ; \quad \frac{h}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6}$  : le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section 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  $M_{ua} = N_u \times e$ .

D'après le **BAEL (article 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle  $e_1 = \frac{M_u}{N_u}$  par une excentricité totale du calcul.

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 2\text{cm} \quad ; \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad ; \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$\emptyset$  : C'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1.2\text{m}$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 10 cm.

Donc :  $M_G = 0 \rightarrow \alpha = 0$

$$\begin{cases} e_2 = 0.0086 \text{ m} \\ e = 0.29 + 0.02 + 0.0086 = 0.3186 \text{ m} \end{cases}$$

### III.7.3.calcul à l'ELU

On a :

$$N_u = 2.2375 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 2.2375 \times 0.3186 = 0.7128 \text{ KN.m} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa} ; h = 10 \text{ cm} ; d = 7 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}.$$



$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.7128 + 2.2375 \times \left(0.07 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.7575 \text{ KN.m.}$$

$M_{uA}$  : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.7575 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} = 0.0108 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.0108 < \mu_1 = 0.3916 \rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right] = 0.0135 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.07(1 - (0.4 \times 0.0135)) = 0.0696m \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z f_{st}} = \frac{0.7575 \times 10^{-3}}{0.0696 \times 348} = 3.12 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.31 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 3.12 \times 10^{-5} - \frac{2.2375 \times 10^{-3}}{348} = 2.47 \times 10^{-5} \text{ cm}^2$$

### III.7.3.1. Verification à l'ELU

#### ➤ La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.07 \times \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2.$$

$A_{\min} > A_s$  donc on ferraille avec  $A_{\min}$ , donc on adopte :

$$A_s = 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2.$$

#### ➤ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.51}{4} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 3\text{HA6} = 0.85 \text{ cm}^2.$$

➤ **Espacement**

Armatures principales :  $St \leq 100/3 = 33.33$  cm. Soit  $St = 30$  cm.

Armatures de répartitions:  $St \leq 60/3 = 20$  cm. Soit  $St = 20$  cm.

➤ **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration nuisible).

$$\tau_u \leq \min (0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) \rightarrow \tau_u \leq \min (2.5 ; 4\text{MPa}) \rightarrow \tau_u \leq 2.5\text{MPa}.$$

$$V_u = F_p + Q = 1.074 + 1 = 2.074 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.074 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} = 0.029 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence**

$$\xi_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

$\sum \mu_i$  : La somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 8 \times 10^{-1} = 7.536 \text{ cm}$$

$$\xi_{se} = \frac{2.074 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.07 \times 0.0753} = 0.4371 \text{ MPa}.$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}.$$

$\Psi_s$  : coefficient de scellement.

$$\xi_{se} \leq 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas de risque par rapport a l'adhérence.}$$

**III.7.3.2. Vérification à l'ELS**

$$d = 0.07 \text{ m} ; N_{ser} = 2.2375 \text{ KN} ; M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR.}$$

➤ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} \leq \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.6333 \text{ MPa}$$

➤ Calcul de y

$$y = y_c + C$$

$$C = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = \frac{0.6}{2.2375} - \frac{0.1}{2} = 0.2181 \text{ m (avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0).$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0.1387 \text{ m}^2 \\ q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 = 0.0196 \text{ m}^2 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend de :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -1.1138 \times 10^{-5} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \Rightarrow 0.2181 \leq y_c \leq 0.3181$$

$$\begin{cases} y_{c1} = \alpha \cos\left(\frac{\varnothing}{3}\right) = 0.2355 \\ y_{c2} = \alpha \cos\left(\frac{\varnothing}{3} + 120^\circ\right) = -0.4293 \\ y_{c3} = \alpha \cos\left(\frac{\varnothing}{3} + 240^\circ\right) = 0.1937 \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 0.43 \\ \varnothing = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) = 170.3363^\circ \end{cases}$$

Donc on prend  $y_c = 0.2355 \Rightarrow y = y_c + C = 0.2355 - 0.2181 = 0.0174 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - A(d - y) = 1.4533 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = \frac{2.2375 \times 10^{-3}}{1.4533 \times 10^{-4}} \times 0.0174 = 0.2678 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

**Fissuration nuisible :**  $\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser}(d-y)}{I} < \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.6333\text{MPa}$

$\sigma_{st} = 15 \times \frac{2.2375 \times 10^{-3}(0.07-0.0174)}{1.4533 \times 10^{-4}} = 12.1474\text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.6333\text{MPa} \dots \dots \text{Vérifiée.}$

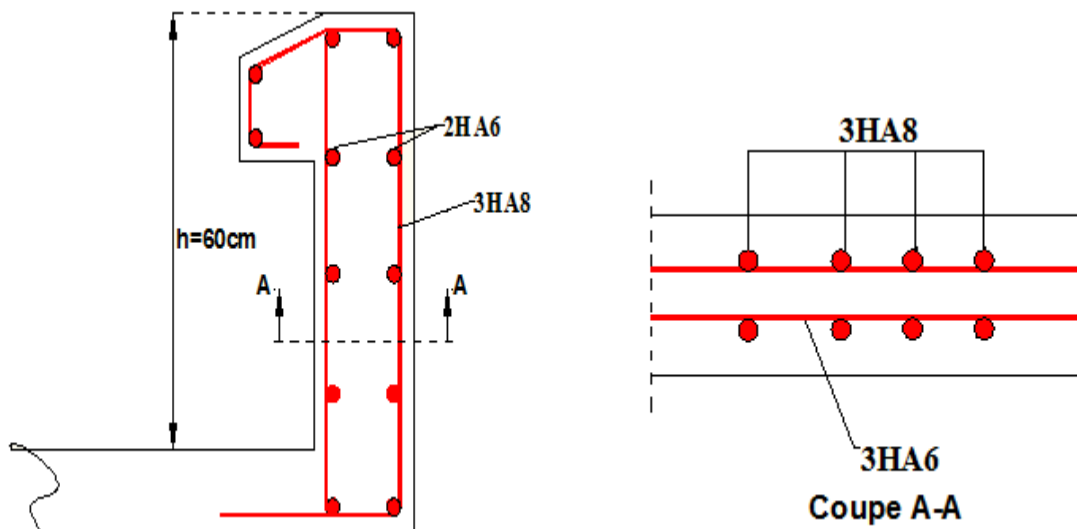


Figure III. 23. Schéma de ferrailage de l'acrotère

### III.8. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un moyen mécanique servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la structure. L'ascenseur est composé de :

- **Cabine** : organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- **Gaine** : volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le plafond de la cuvette, les parois et le plafond.
- **Palier** : aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.
- **Cuvette** : partie de la gaine située en contre-pas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.
- **Hauteur libre** : partie de la gaine située au-dessous du dernier niveau desservi par la cabine.

- **Local des machine** : local où se trouve la machine et son appareillage.

Dans notre cas, l'ascenseur qu'on va étudier, est un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

$L = 140\text{cm}$  : Longueur de l'ascenseur.

$L_r = 110\text{cm}$  : Largeur de l'ascenseur.

$H = 220\text{cm}$  : Hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 102\text{KN}$  : Charge due à la cuvette.

$D_m = 82\text{KN}$  : Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15\text{KN}$ : Charge due à l'ascenseur.

$P_{\text{personnes}} = 6.3\text{KN}$  : Charge nominale.

$V = 1 \text{ m/s}$  : La vitesse.

### ***III.8.1. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur***

La dalle de la cage d'ascenseur doit être d'une épaisseur assez importante pour qu'elle supporte les charges qui lui sont appliquées (machine +ascenseur).

On a :  $l_x = 2\text{m}$  et  $l_y = 3.6\text{m}$

Donc :  $S = l_x \times l_y = 2 \times 3.6 = 7.2 \text{ m}^2$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{3.6} = 0.55 > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{200}{45} \leq e \leq \frac{200}{40} \Rightarrow 4.44 \leq e \leq 5$$

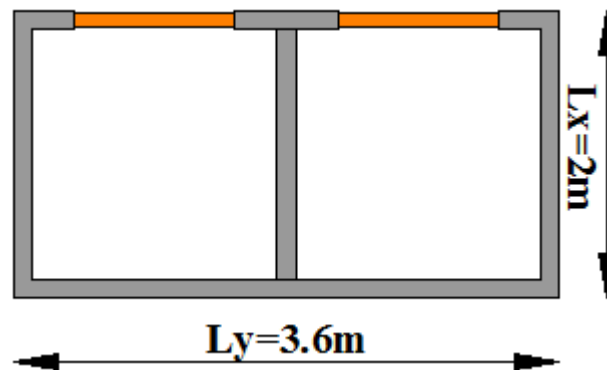


Figure III. 24. Schéma de la cage d'ascenseur.

$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 11 \text{ cm pour 2h de coupe feu.} \\ e \geq 14 \text{ cm isolation phonique.} \end{array} \right.$

Donc on prend  $e = 15 \text{ cm}$ .

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$  : poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ KN/m}^2$  : poids du revêtement en béton.

$G' = G_1 + G_2 = 5 \text{ KN/m}^2$

$G'' = 2 \times \left( \frac{F_c}{S} \right) = 2 \times \left( \frac{102}{7.2} \right) = 28.3333 \text{ KN/m}^2$  : poids des machines.

$G_{\text{tot}} = G' + G'' = 33.3333 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .

**III.8.1.1. Cas de charge répartie**

**1) A l'ELU**

$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 33.3333) + (1.5 \times 1) = 46.4999 \text{ KN/m}^2$ .

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{3.6} = 0.55 > 0.4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0.55 \begin{cases} \mu_x = 0.0894 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe (3)}$$

$$\begin{cases} M_o^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0894 \times 46.4999 \times 2^2 = 16.6283 \text{ KN.m} \\ M_o^y = \mu_y \times M_o^x = 0.25 \times 16.6283 = 4.1570 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments réels**

**a) En travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_o^x = 0.75 \times 16.6283 = 12.4712 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_o^y = 0.75 \times 4.1570 = 3.1177 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**b) En appuis**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_o^x = -0.5 \times 16.6283 = 8.3141 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et d'une épaisseur égale à 15cm à la flexion simple.

**Tableau III. 22.**Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	X-X	12.4712	0.0519	0.0666	0.1265	2.8
	Y-Y	3.1177	0.0129	0.0162	0.1291	0.69
Appuis	X-X	8.3141	0.0346	0.0440	0.1277	1.88

**III.8.1.1.1. Vérification à l'ELU****➤ Condition de non fragilité**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\rho_0 = 0.0008.$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008 \times \frac{(3-0.55)}{2} \times 100 \times 15 = 1.47 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Pour la travée :

Selon X-X :  $A_{\text{cal}} > A_{\text{min}}$  → condition de non fragilité vérifiée, donc on ferraille avec  $A_{\text{cal}}$ .

Donc on adopte :  $A_x^t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Selon Y-Y :  $A_{\text{cal}} < A_{\text{min}}$  → condition de non fragilité pas vérifiée, donc on ferraille avec  $A_{\text{min}}$ .

Donc on adopte :  $A_y^t = 3\text{HA}10/\text{ml} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Et pour l'appui :  $A_{\text{cal}} < A_{\text{min}}$  → la condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille avec  $A_{\text{min}}$ .

Donc on adopte :  $A_x^a = 3\text{HA}10/\text{ml} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

$$A_y^t > \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 2.36 \text{ cm}^2 > \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**➤ Espacement des armatures**

$$\text{Sens X-X : } S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad S_{tx} = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens Y-Y : } S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad S_{ty} = 30 \text{ cm.}$$

**➤ Vérifications de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :



$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

On a :

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \rightarrow V_x = \frac{46.4999 \times 2}{2} \times \frac{3.6^4}{2^4 + 3.6^4} = 42.4555 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \rightarrow V_y = \frac{46.4999 \times 3.6}{2} \times \frac{2^4}{3.6^4 + 2^4} = 7.2797 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{42.4555 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.3265 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

### III.8.1.1.2. Vérification à l'ELS

On fera le calcul pour une bande de 1m.

$$q_s = G_{tot} + Q = 33.3333 + 1 = 34.3333 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.55 \begin{cases} \mu_x = 0.0936 \\ \mu_y = 0.4150 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_o^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0936 \times 34.3333 \times 2^2 = 12.8543 \text{ KN.m} \\ M_o^y = \mu_y \times M_o^x = 0.4150 \times 12.8543 = 5.3345 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ➤ Calcul des moments réels

##### a) En travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_o^x = 0.75 \times 12.8543 = 9.6407 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_o^y = 0.75 \times 5.3345 = 4.0008 \text{ KN.m} \end{cases}$$

##### b) En appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_o^x = -0.5 \times 12.8543 = 6.42711 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Vérification des contraintes dans le béton

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**a) En travée**

**Sens X-X** :  $A_x = 3.14\text{cm}^2$ ;  $d = 13\text{cm}$ .

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

$$50y^2 + 47.1y - 612.3 = 0 \rightarrow y = 3.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 5608.7367 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 9.6407 \times 10^{-3} \frac{3.06 \times 10^{-2}}{5608.7367 \times 10^{-8}} = 5.2597 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\text{vérifiée.}$$

**Sens Y-Y** :  $A_x = 2.36\text{cm}^2$ ;  $d = 13\text{cm}$ .

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

$$50y^2 + 35.4y - 460.2 = 0 \rightarrow y = 2.7003 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 4411.6859 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.0008 \times 10^{-3} \frac{2.7003 \times 10^{-2}}{4411.6859 \times 10^{-8}} = 2.4488 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\text{vérifiée.}$$

**b) En appuis**

$A_x = 2.36\text{cm}^2$ ;  $d = 13\text{cm}$ .

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

$$50y^2 + 35.4y - 460.2 = 0 \rightarrow y = 2.7003 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 4411.6859 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.4271 \times 10^{-3} \frac{2.7003 \times 10^{-2}}{4411.6859 \times 10^{-8}} = 3.9339 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\text{vérifiée.}$$

➤ Vérification de la flèche

D'après le **BAEL91** et le **CBA93**, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.075 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{l} = 0.075 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.074 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} = 0.0026 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, il y'a pas lieu de vérifier la flèche.

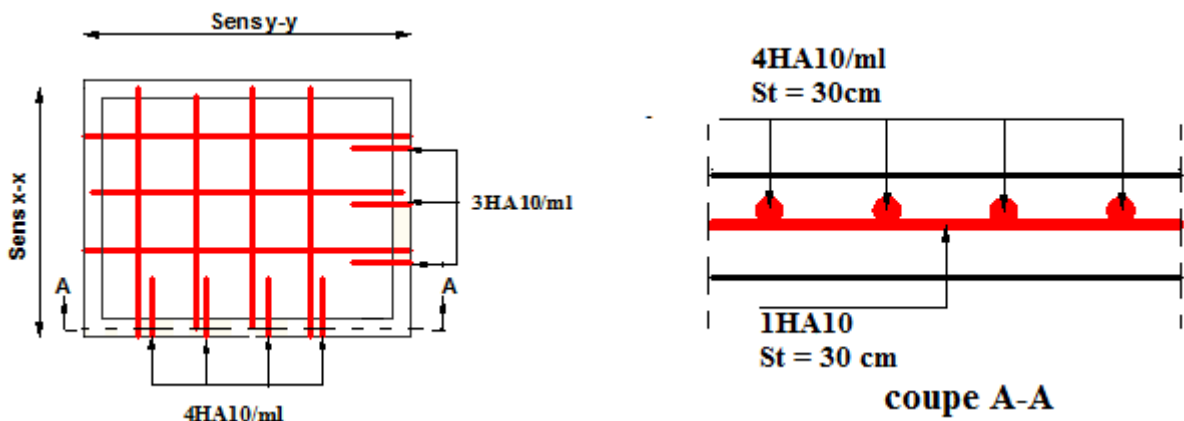


Figure III. 25. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

**III.8.2. Dalle de la salle des machines**

**III.8.2.1. Cas de charge concentrée**

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur l'aire  $(a_0 \times b_0)$ . Elle agit uniformément sur l'aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : dimensions suivant y-y.

$b_0$  et  $v$  : dimensions suivant x-x.

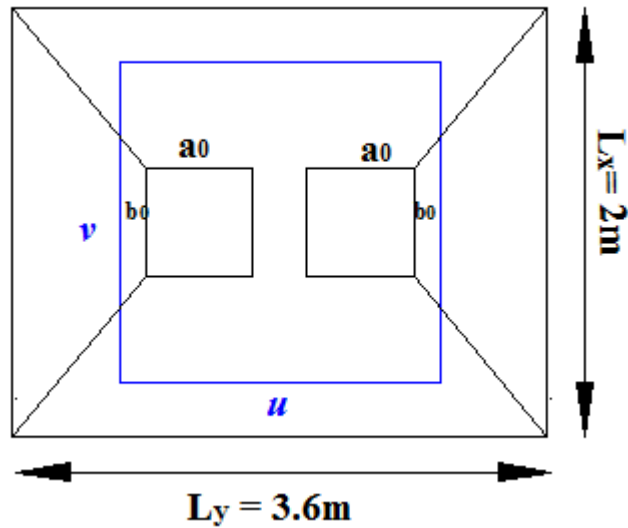


Figure III. 26. Présentation de la zone d'impact

$$\text{On a: } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ pour } V = 1\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80\text{cm} \\ b_0 = 80\text{cm} \end{cases}$$

Avec:  $h_1 = 5\text{cm}$ : Epaisseur de revêtement.

$h_0 = 15\text{cm}$ : Epaisseur de la dalle.

$\xi = 1$ : coefficient qui dépend du type de revêtement

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \Rightarrow u = 105\text{cm} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \Rightarrow v = 105\text{cm} \end{cases}$$

➤ Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \text{ Avec : } \gamma: \text{coefficient de poisson } \begin{cases} v = 0 \text{ à l'ELU} \\ v = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

Avec :  $M_1$  en fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $M_2$  en fonction de  $\frac{v}{l_y}$

- Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  dû aux systèmes de levage:

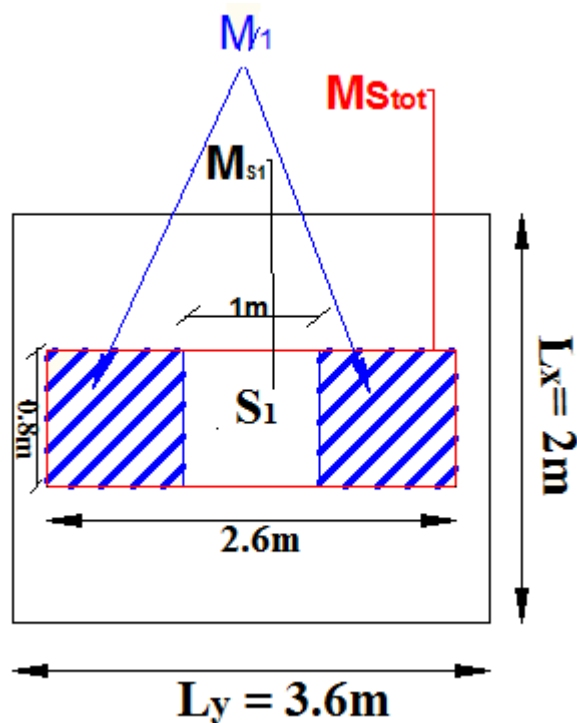


Figure III. 27. Schéma des Moments dû aux systèmes de levage.

$$g_1 = g_2 = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$$

$$g_{\text{totale}} = (g_1 + g_2) = 206.6 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 \times g_{\text{tot}} = 1.35 \times 206.6 = 278.91 \text{ KN}$$

$$q_s = 206.6 \text{ KN}$$

1) Calcul de  $M_x^{\text{total}}$  et  $M_y^{\text{total}}$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{105}{80} = 1.3 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{105}{260} = 0.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.063 \\ M_2 = 0.056 \end{cases} \dots\dots (\text{Annexe 5})$$

$$v^{ELU} = 0 \Rightarrow ELU \begin{cases} M_x^{totale} = q_u \times M_1 = 278.91 \times 0.063 = 17.5713 \text{ KN.m} \\ M_y^{totale} = q_u \times M_2 = 278.91 \times 0.056 = 15.6189 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$v^{ELS} = 0.2 \Rightarrow ELS \begin{cases} M_x^{totale} = q_s \times (M_1 + v \times M_2) = 15.3297 \text{ KN.m} \\ M_y^{totale} = q_s \times (M_2 + v \times M_1) = 14.1727 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### 2) Calcul de $M_x^{S1}$ et $M_y^{S1}$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{105}{80} = 1.3 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{105}{100} = 1.05 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.042 \\ M_2 = 0.032 \end{cases}$$

$$v^{ELU} = 0 \Rightarrow ELU: \begin{cases} M_x^{S1} = q_u \times M_1 = 278.91 \times 0.042 = 11.7142 \text{ KN.m} \\ M_y^{S1} = q_u \times M_2 = 278.91 \times 0.032 = 8.9251 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$v^{ELS} = 0.2 \Rightarrow ELS: \begin{cases} M_x^{S1} = q_s \times (M_1 + v \times M_2) = 9.9994 \text{ KN.m} \\ M_y^{S1} = q_s \times (M_2 + v \times M_1) = 8.3466 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### 3) Calcul de $M_x$ et $M_y$

$$ELU: \begin{cases} M_{x1} = M_x^{total} - M_x^{S1} = 17.5713 - 11.7142 = 5.8571 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = M_y^{total} - M_y^{S1} = 15.6189 - 8.9251 = 6.6938 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS: \begin{cases} M_{x1} = M_x^{total} - M_x^{S1} = 15.3297 - 9.9994 = 5.3303 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = M_y^{total} - M_y^{S1} = 14.1727 - 8.3466 = 5.8261 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ➤ Evaluation des moments dus aux poids propre de la dalle

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = ((1.35 \times 5) + (1.5 \times 1)) = 8.25 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 5 + 1 = 6 \text{ KN/ml}$$

$$ELU: \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l^2 = 0.0894 \times 8.25 \times 2^2 = 2.9502 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.25 \times 2.9502 = 0.7375 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS: \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0.0936 \times 6 \times 2^2 = 2.2464 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.4150 \times 2.9502 = 0.7375 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## III.8.2.1.1. Vérification à l'ELU

## ➤ Superposition des moments

$$ELU: \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{0x} = 5.8571 + 2.9502 = 8.8073 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{0y} = 6.6938 + 0.7375 = 7.4313 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## ➤ Calcul des moments réels

- Travée X-X:  $M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 8.8073 = 6.6054 \text{ KN.m}$
- Travée Y-Y:  $M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 7.4313 = 5.5734 \text{ KN.m}$
- Appui:  $M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x = -0.5 \times 8.8073 = 4.4036 \text{ KN.m}$

## ➤ Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m avec, les résultats de calcul du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 23. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Position		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travées	X-X	6.6054	0.0275	0.0348	0.1281	1.48	1.47	4HA10=3.14
	Y-Y	5.5734	0.0232	0.0293	0.1284	1.24	1.2	3HA10=2.36
Appui		4.4036	0.0183	0.0230	0.1288	0.98	1.47	3HA10=2.36

## ➤ Vérification au poinçonnement

$$q_u \leq 0.045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL 91}$$

Avec:  $q_u$ : Charge de calcul à l'état limite,

$h$ : Epaisseur de la dalle,

$U_c$ : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

$$q_u = 278.91 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de poinçonnement.

➤ **L'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28/\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$T_u = T_v = \frac{q_u}{3 \times u} = \frac{278.91}{3 \times 1.05} = 88.5428 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{88.5428 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.6810 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... Pas de risque de cisaillement

**III.8.2.1.2. Vérification à l'ELS**

➤ **Superposition des moments**

$$ELS: \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{0x} = 5.3303 + 2.2464 = 7.5767 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{0y} = 5.8261 + 0.9322 = 6.7583 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments réels**

- Travée X-X:  $M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 7.5767 = 5.6825 \text{ KN.m}$

- Travée Y-Y:  $M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 6.7583 = 5.0687 \text{ KN.m}$

- Appui:  $M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x = -0.5 \times 7.5767 = -3.7883 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

Les résultats de la vérification des contraintes sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :



Tableau III. 24. Vérifications des contraintes dans le béton.

Position		$M_x$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travées	X-X	5.6825	3.14	3.06	5608.7367	3.1002 < 15	Vérifiée
	Y-Y	5.0687	2.36	2.7003	4411.6859	3.1024 < 15	Vérifiée
Appuis		3.7883	2.36	2.7003	4411.6859	2.3187 < 15	Vérifiée

Schéma de ferrailage de la dalle de salle de machine :

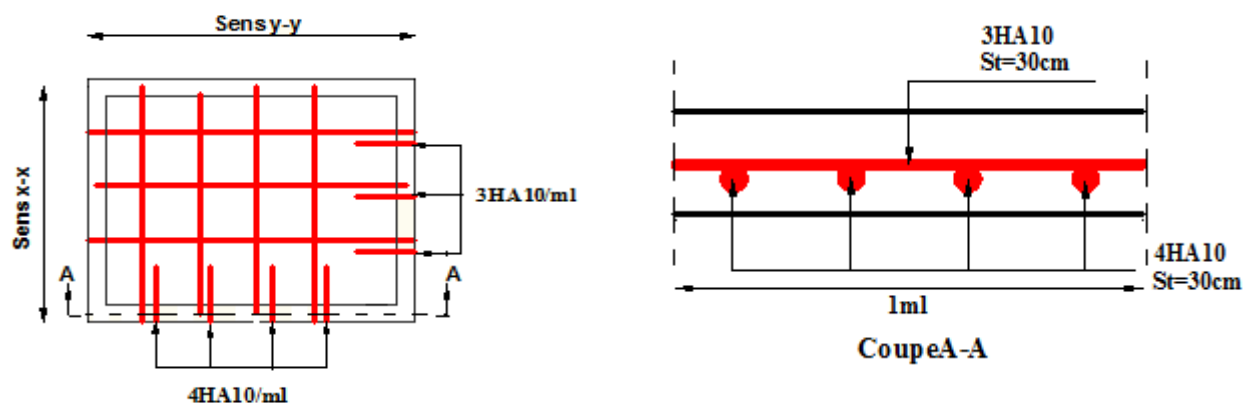


Figure III. 28. Schéma de ferrailage de la dalle de salle de machine.

## **Conclusion**

Le but de ce chapitre était de déterminer les différentes sections d'acier nécessaire pour reprendre les différentes charges revenantes aux éléments secondaires.

Chacun de ces éléments secondaires étudiés dans ce chapitre est calculé selon les sollicitations les plus défavorables afin d'adopter le ferrailage adéquat qui répond le mieux aux différentes charges qui lui sont appliquées.

## **IV.1.Introduction**

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une vibration dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée peut être impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

## **IV.2.objectif et exigence**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

## **IV.3.Modélisation**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision des paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure.

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 balaye tout

l'élément puis toute la structure ; mais cette méthode prend énormément de temps à la main. L'étude de notre structure se fait à l'aide du logiciel SAP 2000V14 pour simplifier et faciliter le calcul.

#### IV.4. Le choix de la méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/Version2003**), l'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de trois principales méthodes, le choix de l'une d'elles dépend du type de la structure et ses dimensions :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

##### *IV.4.1. Méthode statique équivalente*

Selon **RPA99/Version2003 (article 4.1.2)**, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites (vue l'irrégularité en plan de notre structure), néanmoins on doit calculer l'effort sismique à la base pour des vérifications ultérieures.

##### *IV.4.1.1. Calcul de la force sismique totale RPA99/Version 2003 (article 4.2.3)*

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (4.1)$$

- **A : coefficient d'accélération de zone** : il dépend de deux paramètres à savoir :

Zone sismique : IIa.

Groupe d'usage : groupe 2

Ce qui donne pour notre structure un **A = 0.15**.

- **R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau (4.3) du **RPA99** en fonction du système de contreventement.

Dans notre cas, on adopte un système mixte portique/voile avec interaction, donc : **R= 5**

- **Q** : facteur de qualité : il est déterminé par la formule (4.4) suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q est satisfait ou non.

**Tableau IV. 1.** Valeur des pénalités  $P_q$ .

Critère q	observé	$P_q/xx$	observé	$P_q/yy$
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	Oui	0
2. Redondance en plan	oui	0	Oui	0
3. Régularité en plan	non	0.05	Non	0.05
4. Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

Donc le  $Q_x = Q_y = 1.05$

- **W** : poids total de la structure, il est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{GI} + \beta W_{QI} \quad (4.5)$$

$W_{GI}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{OI}$  : charges d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du **RPA99**

Pour notre cas, on a :

$\beta = 0.6$  : pour les étages commerciaux.

$\beta = 0.2$  : pour les étages courants.

Donc :  $W = 90979.223 \text{ KN}$  (donné par le logiciel SAP2000).

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen** : il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2)$$

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7) du **RPA99**

Vue qu'on a un sol ferme (site S2), donc  $T_2 = 0.4s$

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages.

On prend :  $\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$  pour un contreventement mixte. Tableau (4.2) du **RPA99**.

Donc :  $\eta = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.8165 \geq 0.7$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure**

$T_{\text{empirique}} = \min ( T ; T_2 )$

Avec :  $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$  (4.6)

$h_N$  : hauteur de la structure mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$  : coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment et du remplissage tableau (4.6) du **RPA99**.

Donc :  $h_N = 40.97\text{m}$  et  $C_T = 0.05$ .  $\Rightarrow T = 0.80 \text{ s}$

$T = 0.09h_N/\sqrt{L}$  (4.7)

L : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans les deux directions.

$L_x = 39.8\text{m}$  et  $L_y = 33\text{m}$

$$\begin{cases} T_x = 0.58 \text{ s} \\ T_y = 0.64 \text{ s} \end{cases}$$

Sens x-x :  $T_{\text{empirique}} = \min ( T, T_x ) \Rightarrow T_{\text{empirique}} = 0.58 \text{ s} > T_2 = 0.4 \text{ s}$

Sens y-y :  $T_{\text{empirique}} = \min ( T, T_y ) \Rightarrow T_{\text{empirique}} = 0.64 \text{ s} > T_2 = 0.4 \text{ s}$

Pour notre cas :  $D = 2.5\eta \left( T_2/T \right)^{2/3}$  car :  $T_2 \leq T \leq 3s$

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta \left( T_2/T \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8165 \times (0.4/0.58)^{2/3} = 1.5933 \\ D_y = 2.5\eta \left( T_2/T \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8165 \times (0.4/0.64)^{2/3} = 1.4921 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.58 = 0.752 \text{ s} \\ T_y = 1.3 \times 0.64 = 0.832 \text{ s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.5833 \times 1.05}{5} \times 90979.223 = 4537.4932 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.4921 \times 1.05}{5} \times 90979.223 = 4276.1281 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_{stx} = 4537.4932 \text{ KN} \\ V_{sty} = 4276.1281 \text{ KN} \end{cases}$$

#### ***IV.4.2.Méthode dynamique modale spectrale***

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique modale spectrale s'impose.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :



$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases} \quad (4.13)$$

Avec : **A** : coefficient d'accélération de zone.

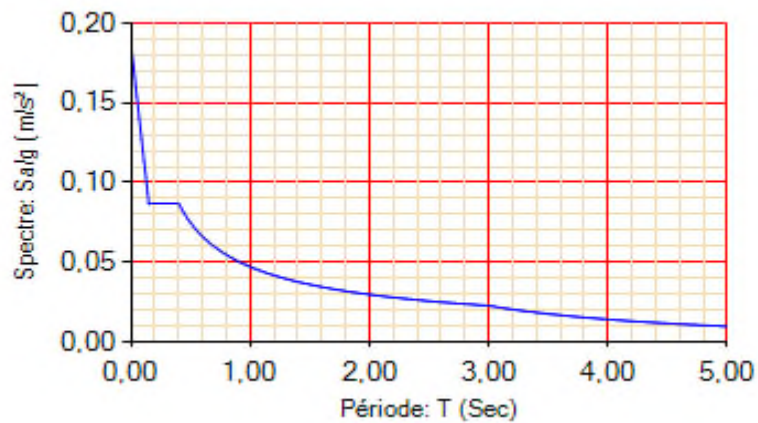
**η** : facteur de correction d'amortissement.

**R** : coefficient de comportement de la structure.

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

**Q** : facteur de qualité.

Les valeurs du spectre sont données dans la figure suivante :



**Figure IV. 1.** spectre de réponse de calcul.

## IV.5. Etude thermique

### 1. Introduction

Suivant le changement des saisons, l'alternance des jours et des nuits et les variations de température, les structures des bâtiments subissent en conséquence des déformations d'une ampleur qui dépend, généralement des dimensions de la structure et des caractéristiques des matériaux

### 2. Distribution de la température dans un solide

La distribution de la température à l'intérieur d'un élément peut être divisé selon les trois composantes suivantes :

1. Une composante de température  $\Delta T_u$ , donnée par la différence moyenne  $T$  d'un élément résultant du climat et sa température d'origine  $T_0$ ,
2. une composante du gradient thermique variant linéairement suivant l'axe y-y,  $\Delta T M_y$ ,
3. une composante du gradient thermique variant linéairement suivant l'axe z-z,  $\Delta T M_z$ .

### 3. Variation de la température

Les actions thermiques agissant sur les bâtiments qui résultent des variations climatiques doivent être prises en considération dans la conception des bâtiments car les états limites ultimes et service peuvent être dépassés suite à une dilatation thermique.

Cependant les composantes  $\Delta T M_y$  et  $\Delta T M_z$  peuvent être négligées, vu la différence de la température dans les différentes facettes d'un élément (poutre) n'est pas importante.

Donc la seule composante de la température agissant sur les éléments de la structure est la composante de la température uniforme  $\Delta T_u$ , on admet que les différents étages se comportent de la même manière puisqu'ils sont exposés identiquement. Par contre l'infrastructure se comporte souvent de façon différente de la superstructure.

### 4. Composante de température uniforme $\Delta T_u$

$$\Delta T_u = T - T_0$$

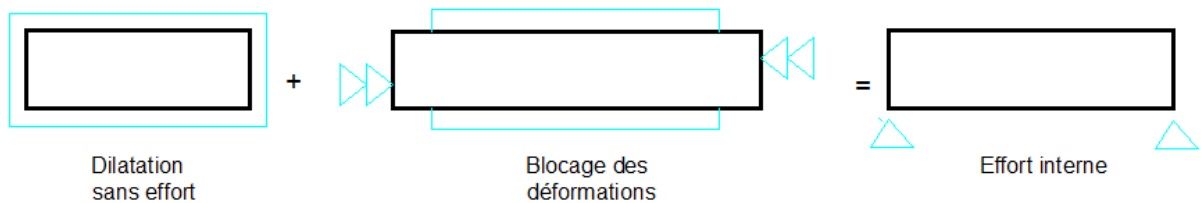
Avec  $T$  et  $T_0$  sont des paramètres cités dans le paragraphe ci-dessus (IV.2)

On distingue deux :

- ✓ A court terme :  $\Delta T = \pm 10^\circ C$  ..... (cycle journalier)
- ✓ A long terme :  $-30^\circ C \leq \Delta T \leq +20^\circ C$  ..... (cycle saisonnier).

**5. Effort thermique**

Une pièce soumise à une variation de température est libre de se dilater ou de se contracter dans toutes les directions. Cela ne peut pas toujours se produire librement, parce qu'il peut se trouver encastré dans d'autres solides qui provoquent alors des efforts internes.



**Figure IV. 2.** Formation des efforts internes

**6. Hypothèse de calcul**

- Les variations thermiques affectent uniquement la superstructure.
- La température est considérée comme une charge d'accompagnement
- La combinaison d'action à considérer est :  $1.35G + 1.5Q \pm 0.8T$  .

**7. Evaluation du l'effort normal N**

T : l'effort normal due aux variations de température et qui est donné par :

$$T = E \times S \times \alpha \times \Delta T \dots\dots\dots(1)$$

$$\epsilon = \alpha \times \Delta T \text{ et } \sigma = \epsilon \cdot E \Rightarrow \sigma = \frac{N}{S}$$

D'où finalement :  $N = E \cdot S \cdot \alpha \cdot \Delta T \dots\dots\dots(2)$

Avec :

- ✓ E : module d'élasticité de béton,
- ✓ S : section de béton,
- ✓  $\alpha$  : coefficient de dilatation du béton,
- ✓  $\Delta T$  : variation de température.

Enfin :  $N_{max} = T \times \beta$

Avec :  $\beta$  est définie ci-après, de cette sollicitation :

- ❖ Si  $l < l_{max}$   $\beta = 0$
- ❖ Si  $l_{max} < l < 1.25 l_{max}$   $\beta = 4\left(\frac{l}{l_{max}} - 1\right)$
- ❖ Si  $l > 1.25 l_{max}$   $\beta = 1$

Vu que notre structure présente une longueur en plan qu'est égale à 33m et une largeur de 39.8m, le **CBA (art B.5.1)** nous impose de faire cette étude et d'introduire la combinaison 1.35G+1.5Q±0.8T parmi celles du ELU, ELS ainsi les combinaisons sismique.

## IV.6. Modélisation de la structure et résultats

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel (SAP 2000V14.2.2), il nous permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.), sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 13 niveaux (RDC+11+ toiture) encadrée à la base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexible. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA 99 art 4.3.1.(b) version 2003.

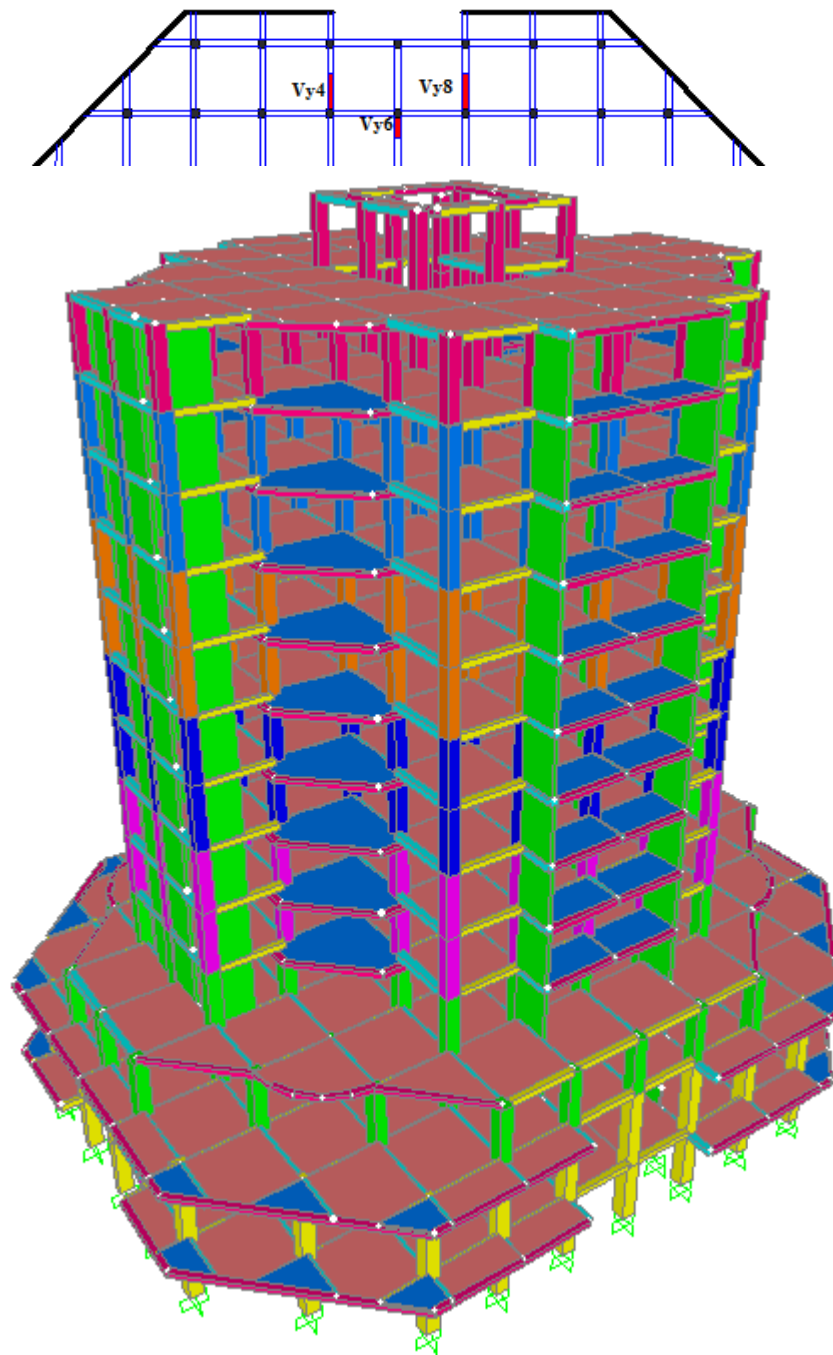
Dans ce modèle on ne modélisera pas que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, balcons...).

- ✓ Les poteaux, poutres et poutrelles sont modélisés par un élément de type FRAME.

- ✓ Les voiles et dalles par un élément de type SHELL.
- ✓ Pour l'orientation de la sollicitation sismique on va considérer deux directions orthogonales X et Y.

#### *IV.6.1. disposition des voiles*

Vue que notre structure n'est pas régulière en plan, une surface et des dimensions importantes ( $S=1143.1191 \text{ m}^2$ ,  $H_{\text{totale}}=40.97\text{m}$ ) avec la présence des vides ; cela nous a compliqués le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayés plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure, soit à la non vérification de l'interaction verticale. Enfin on a eu une bonne disposition :



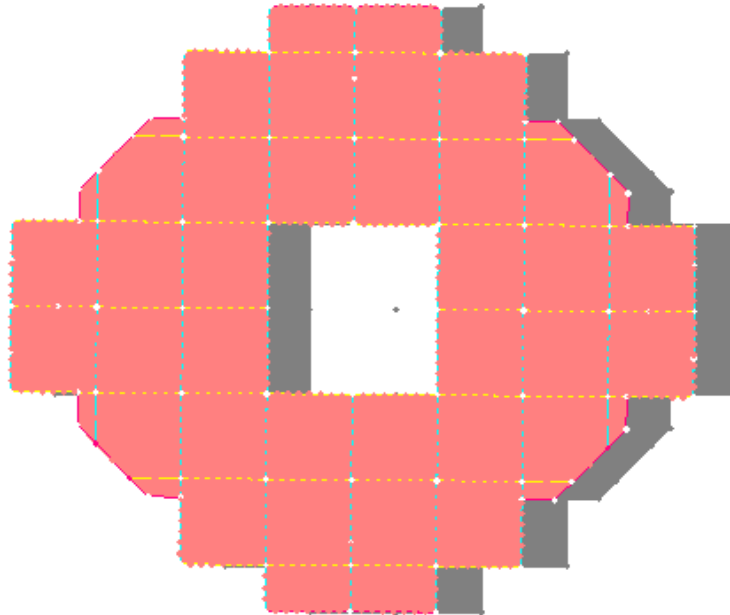
**Figure IV.**  
Disposition  
voiles

3.  
des

**Figure IV. 4.** Vue en 3D du model obtenu par logiciel SAP 2000.

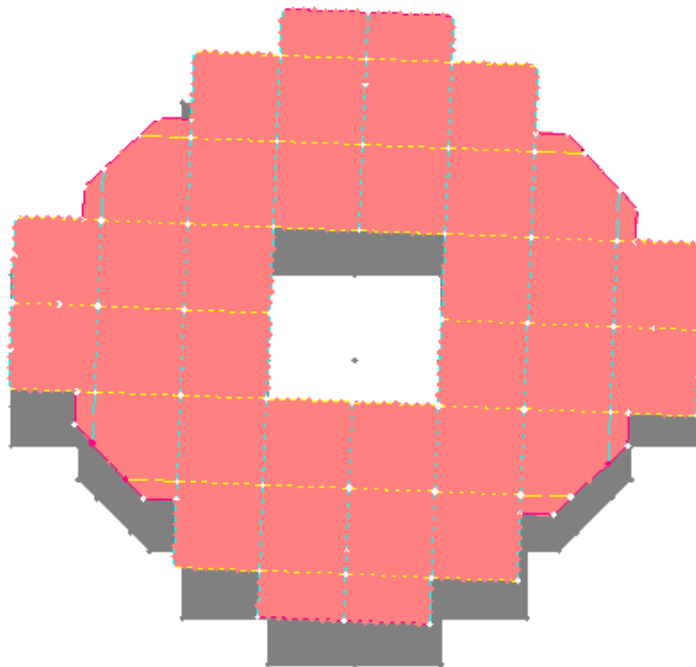
*IV.6.1.1. Résultats obtenus***Interprétation des résultats obtenus :**

- ✓ Le premier mode est une translation suivant l'axe X-X



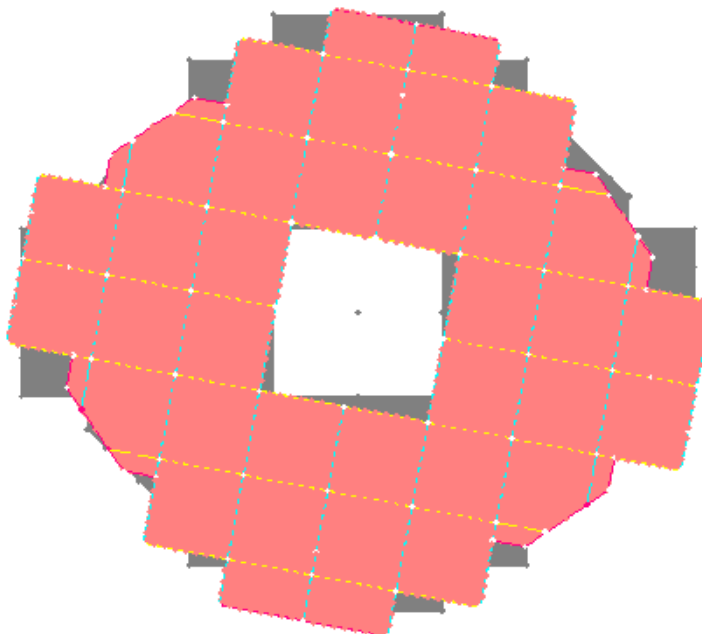
**Figure IV. 5.** Mode 1 (translation suivant (X-X)).

- ✓ Le deuxième mode est une translation suivant l'axe Y-Y



**Figure IV. 6.** Mode 2 (translation suivant Y-Y).

- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z



**Figure IV. 7.** Mode 3 (rotation suivant l'axe z-z)



*IV.6.2. vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences de RPA99/2003*

➤ *Périodes de vibration et participation massique*

**Tableau IV. 2.** Période et taux de participation massique de la structure.

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	Ux	Uy	Ux	Uy
<b>Mode 1</b>	1.1113	0.6389	0.00482	63.89	0.482
<b>Mode 2</b>	1.0761	0.6443	0.6384	64.43	63.84
<b>Mode 3</b>	0.9347	0.6460	0.6477	64.60	64.77
<b>Mode 4</b>	0.3374	0.7974	0.6479	79.74	64.79
<b>Mode 5</b>	0.3226	0.7971	0.8005	79.71	80.05
<b>Mode 6</b>	0.2840	0.7980	0.8022	79.80	780.22
<b>Mode 7</b>	0.1893	0.7980	0.8022	79.80	80.22
<b>Mode 8</b>	0.1883	0.7980	0.8022	79.80	80.22
<b>Mode9</b>	0.1880	0.7980	0.8022	79.80	80.22
<b>Mode10</b>	0.1877	0.7981	0.8023	79.81	80.23
<b>Mode11</b>	<b>0.1875</b>	0.7981	0.8023	79.81	80.23
<b>Mode12</b>	0.1867	0.7981	0.8023	79.81	80.23

Après augmentation de nombre du mode au maximum (plus de 50 modes), on trouve que le pourcentage de participation massique n'est pas atteint, ce qui nous ramène à vérifier l'équation de l'article du **RPA 4.3.4.b** :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.2 \text{ sec} \quad (4.14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

$$K \geq 3\sqrt{13} = 10.8166 \Rightarrow K=11$$

$$T_{(11)} = 0.1875 \text{ sec} \leq 0.2 \text{ sec} \quad \dots\dots\dots \text{vérifier (voir tableau IV.2)}$$

➤ *Justification de l'interaction voiles- portiques*

Les tableaux suivants illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

✓ **Sous charges verticales**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 3.** Vérification de l'interaction voile- portique sous chargement verticales

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portique	Voile	Portique	voile
<b>RDC</b>	88853.06	12229.7	87.9013	12.0987
<b>NIV 01</b>	69271.61	13124.63	84.07133	15.92867
<b>NIV 02</b>	58993.84	11991.55	83.10701	16.89299
<b>NIV 03</b>	52571.12	11100.36	82.5662	17.4338
<b>NIV 04</b>	46478.87	9989.533	82.30952	17.69048

<b>NIV 05</b>	40288.3	8975.283	81.7811	18.2189
<b>NIV 06</b>	34389.58	7786.511	81.53809	18.46191
<b>NIV 07</b>	34389.58	6650.115	83.7959	16.2041
<b>NIV 08</b>	22755.76	5378.941	80.88147	19.11853
<b>NIV 09</b>	17023.84	4129.041	80.48	19.52
<b>NIV 10</b>	11489.99	2789.172	80.46683	19.53317
<b>NIV 11</b>	5910.504	1473.359	80.04623	19.95377

✓ **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75 % des sollicitations,

Les portiques doivent reprendre au moins 25 % des sollicitations.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 4.** Vérification de l'interaction voile-portique sous chargement horizontales

Niveau	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portique	Voiles	Portique	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
<b>RDC</b>	2808.04	2902.032	49.17696	50.82304	1905.41	1649.136	53.60488	46.3951
<b>1</b>	3292.074	841.894	79.63472	20.36528	2127.267	396.539	84.28806	15.7119

2	1953.242	1909.769	50.56268	49.43732	1176.803	1206.758	49.37163	50.6283
3	1972.889	1741.239	53.1185	46.8815	1106.195	1169.531	48.60844	51.3915
4	2081.831	1460.159	58.77574	41.22426	1166.605	992.017	54.04397	45.9560
5	1937.351	1383.196	58.34433	41.65567	1138.52	877.48	56.47421	43.5257
6	1907.455	1126.35	62.87336	37.12664	1119.465	717.627	60.9368	39.0632
7	1907.455	970.368	66.28118	33.71882	1119.465	650.039	63.26434	36.7356
8	1573.184	692.86	69.42425	30.57575	898.034	464.134	65.26434	34.0731
9	1252.965	534.501	70.09728	29.90272	747.292	320.908	69.95806	30.0419
10	1052.972	203.201	83.8238	16.1762	609.422	138.356	81.49772	18.5022
11	1083.162	370.272	74.52433	25.47567	607.851	178.242	77.32558	22.6744

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voiles-portiques sous charge verticale ainsi la charge horizontale est vérifiée.

- **Vérification de la résultante des forces sismiques**

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doivent pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$

**Tableau IV. 5.** Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Force sismique à la base	$V_{\text{dynamique}}$	$0.8 \cdot V_{\text{statique}}$	Observation
Sens X-X	2969.315	3414.4829	Non vérifier
Sens Y-Y	3046.994	3634.5799	Non vérifier

D'après les résultats obtenus, on constate que  $V_{\text{dynamique}} < 0.8 V_{\text{statique}}$ , donc il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport  $0.8 V_{\text{statique}} / V_{\text{dynamique}}$  **article 4.3.6**

$$\begin{cases} 0.8V_{Xst}/V_{dyna} = 1.15 \\ 0.8V_{Yst}/V_{dyna} = 1.20 \end{cases}$$

Après l'augmentation des paramètres de réponse on a eu les résultats suivantes :

**Tableau IV. 6.** Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Force sismique à la base	$V_{\text{dynamique}}$	$0.8 \cdot V_{\text{statique}}$	Observation
Sens X-X	3414.712	3414.4829	vérifier
Sens Y-Y	3656.393	3634.5799	vérifier

➤ *Vérification de l'effort normal réduit*

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99 (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où **B** est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Après augmentations des dimensions des poteaux dans le but d'avoir un bon comportement et les vérifications ultérieures, nous avons Les résultats de calcul résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 7.** Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	La section adoptée (m)			N (KN)	V	Observation
	b(m)	h(m)	Aire (m)			
<b>RDC</b>	0.7	0.7	0.49	2458.822	0.201	<b>Vérifier</b>
<b>1</b>	0.7	0.65	0.455	2359.65	0.207	<b>Vérifier</b>
<b>2</b>	0.7	0.65	0.455	2118.465	0.186	<b>Vérifier</b>
<b>3</b>	0.65	0.65	0.4225	1845.438	0.175	<b>Vérifier</b>
<b>4</b>	0.65	0.65	0.4225	1571.742	0.15	<b>Vérifier</b>
<b>5</b>	0.65	0.6	0.39	1312.755	0.1346	<b>Vérifier</b>
<b>6</b>	0.65	0.6	0.39	1082.48	0.1110	<b>Vérifier</b>
<b>7</b>	0.6	0.6	0.36	891.02	0.099	<b>Vérifier</b>
<b>8</b>	0.6	0.6	0.36	711.096	0.079	<b>Vérifier</b>
<b>9</b>	0.6	0.55	0.33	542.29	0.0657	<b>Vérifier</b>
<b>10</b>	0.6	0.55	0.33	399.348	0.0484	<b>Vérifier</b>
<b>11</b>	0.55	0.55	0.3025	257.842	0.03409	<b>Vérifier</b>
<b>12</b>	0.55	0.55	0.3025	145.1	0.01918	<b>Vérifier</b>

➤ *Justification vis à vis des déformations*

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau  $k$  par rapport au niveau  $k-1$  est égale à:

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

$\delta_k$  : Déplacement horizontal à chaque niveau ``k`` de la structure donné par le RPA(Art4.43)

$$\delta_k = R * \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

$R$  : coefficient de comportement ( $R=5$ ).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 8.** Vérification des déplacements dans les deux sens

Niveau	Sens X-X						Sens Y-Y				
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta K$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta / h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta K$ (m)	$\Delta / h_k$ (%)
<b>RDC</b>	0	0	0	0	4.25	0.000	0	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Niv 1</b>	0.000822	0.00411	0	0.00411	3.06	0.134	0.0008	0.004	0.00	0.004	0.13
<b>Niv 2</b>	0.002267	0.01133	0.00411	0.01	3.06	0.320	0.0022	0.011	0.004	0.007	0.23
<b>Niv 3</b>	0.00405	0.02025	0.01133	0.01	3.06	0.320	0.0041	0.021	0.011	0.010	0.32
<b>Niv 4</b>	0.005966	0.02983	0.02025	0.01	3.06	0.320	0.0061	0.031	0.021	0.010	0.32
<b>Niv 5</b>	0.007912	0.03956	0.02983	0.01	3.06	0.320	0.0081	0.041	0.031	0.010	0.32
<b>Niv 6</b>	0.009797	0.04898	0.03956	0.01	3.06	0.320	0.0101	0.051	0.041	0.010	0.32

<b>Niv 7</b>	0.011579	0.05789	0.04898	0.01	3.06	0.320	0.0120	0.060	0.051	0.010	0.29
<b>Niv 8</b>	0.013221	0.06610	0.05789	0.01	3.06	0.320	0.0137	0.069	0.060	0.010	0.29
<b>Niv 9</b>	0.01471	0.07355	0.06610	0.01	3.06	0.320	0.0153	0.077	0.069	0.010	0.26
<b>Niv 10</b>	0.016029	0.08145	0.07355	0.01	3.06	0.320	0.0167	0.084	0.077	0.010	0.23
<b>Niv 11</b>	0.017609	0.08804	0.08145	0.01	3.06	0.320	0.0179	0.090	0.084	0.010	0.19
<b>Toiture</b>	0.017258	0.08629	0.08804	0.00	3.06	0.00	0.0175	0.088	0.090	0.000	0.00

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

➤ *Justification vis à vis de l'effet P-Δ : RPA (5.9)*

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus charges verticales après déplacement.

Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Tels que :

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus de niveau ``k``,

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi}),$$

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau ``k``,

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau ``k`` par rapport au niveau ``k-1``,

$h_k$ : Hauteur de l'étage ``k``,



- ✓ Si  $0.10 \leq \theta_k \leq 0.2$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_k}$ .
- ✓ Si  $\theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau ci-après :

**Tableau IV. 9.** Vérification de l'effet P-  $\Delta$

Niveau	$h_k$ (m)	$P_k$ (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			$\Delta_k$	$V_k(KN)$	$\theta_k$	$\Delta_k$	$V_k(KN)$	$\theta_k$
<b>RDC</b>	4.25	90979.223	0.00	3289.456	0.000	0.000	3600.624	0.00
<b>NIV 01</b>	3.06	74103.972	0.00	2493.124	0.043	0.000	2695.478	0.00
<b>NIV 02</b>	3.06	63692.228	0.01	2292.742	0.091	0.01	2495.823	0.083
<b>NIV 03</b>	3.06	57130.921	0.01	2159.358	0.086	0.01	2336.718	0.086
<b>NIV 04</b>	3.06	50682.681	0.01	2002.412	0.083	0.01	2155.11	0.077
<b>NIV 05</b>	3.06	44232.783	0.01	1829.897	0.079	0.01	1962.962	0.074
<b>NIV 06</b>	3.06	37900.15	0.01	1665.768	0.074	0.01	1781.921	0.070
<b>NIV 07</b>	3.06	36864.922	0.01	1610.285	0.075	0.01	1747.233	0.069
<b>NIV 08</b>	3.06	25368.621	0.01	1374.222	0.060	0.01	1460.523	0.057
<b>NIV 09</b>	3.06	19141.778	0.01	1180.525	0.053	0.01	1252.497	0.050
<b>NIV 10</b>	3.06	13022.992	0.01	922.005	0.046	0.01	980.029	0.043

---

<b>NIV 11</b>	3.06	6885.596	0.01	883.849	0.025	0.01	864.082	0.026
<b>Toiture</b>	3.06	5535.861	0.00	664.978	0.000	0.00	656.207	0.000

D'après les résultats obtenus dans le tableau on voit bien que les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

## Conclusion

Le logiciel SAP2000 V14.2.2 nous a permis de modéliser notre structure et de faire un calcul tridimensionnel et dynamique plus rapidement, et d'avoir une approche du comportement réel de la structure.

L'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles causé par la présence des vides et des galeries, mais après plusieurs essais, on a pu adopter une disposition qui convient.

Finalement, on a augmenté les dimensions des éléments structuraux tout en respectant le critère de résistance, d'économie et vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le **RPA99/ Version 2003**.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont représenté dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 10.**Dimensions des éléments structuraux.

Niveaux	Sous-sol et RDC	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8	Etages 9 et 10	Etages 11 et toiture
<b>Dimensions Poteaux (cm<sup>2</sup>)</b>	70×70	70×65	65×65	60×60	60×60	60×55	55×55

# *Chapitre V*

## V.1.Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux-poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations.

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé **RPA99/V2003**, **BAEL** et **CBA.93**.

## V.2. Etude des poutres

Les poutres sont soumises à un moment fléchissant et un effort normal dû à l'effet de température. Et vu que les poutres dépassent la distance réglementaire entre joint, elles doivent être vérifiées vis-à-vis de l'effort normal dû à l'effet de la température

Les dimensions des armatures longitudinales sont déterminées par rapport aux moments fléchissant, et celles des armatures transversales par rapport aux efforts tranchants.

Ces efforts sont donnés par logiciel SAP2000, par les combinaisons les plus défavorables du **RPA/V2003** suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \end{array} \right. \dots\dots Accidentelles \\ \left\{ \begin{array}{l} 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right. \\ \left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q + 0.8T \\ 1.35G + 1.5Q - 0.8T \end{array} \right. \end{array} \right.$$

### V.2.1. Recommandations du RPA 99/2003

#### V.2.1.1. Coffrage : RPA99/2003(art 7.5.1)

Le coffrage des poutres doit être réalisé en respectant les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right.$$

#### V.2.1.2. Ferrailage

##### ➤ Les armatures longitudinales [RPA99 (art7.5.2.1)]

-Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi_{max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre .

- Les poutres supportent 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.

➤ **Les armatures transversales [RPA99 (art7.5.2.2)]**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t^{min} = 0.3\% St \times h$$

Avec : St est l'espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$-St \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_l\right) \dots\dots\dots \text{en zone nodale}$$

$$-St \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{en dehors de la zone nodale}$$

**Remarque :**

La valeur du diamètre  $\Phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

➤ **La section minimale des aciers longitudinaux (Art 7.5.2.1)**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h$$

**V.1.2. Recommandations du BAEL**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (art F.IV.2)}$$

**V.2.3. Calcul du ferrailage**

D'après le CBA 93 (art B.5.1), toute structure qui a des dimensions dépassant les 30 m, une étude thermique doit être faite.

Compte tenu des dimensions de notre structure qui dépassent largement les 30 m dans les deux sens, on doit impérativement calculer l'effort normal dû aux variations de la température qui est donné par :

$$T = E \times S \times \alpha \times \Delta T$$

E: module d'élasticité du béton

S : section du béton

$\alpha$  : coefficient de dilatation du béton

$\Delta T$  : Variation de la température

En Algérie du nord (climat tempéré) la variation de la température est prise égale à :

$$\begin{cases} \text{A court terme : } \Delta T = 10^\circ\text{C} \\ \text{A long terme : } \Delta T = 20^\circ\text{C} \end{cases}$$

➤ **Exemple de calcul**

Calcul de  $N^{\max}$  pour les poutres principales

PP : (b= 30cm ; h=35 cm)

• **A court terme**

$$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \Delta T = 10^\circ\text{C} \quad ; \quad \alpha = 10^{-5}$$

$$T = 32164.2 \times 10^6 \times 0.30 \times 0.35 \times 10^{-5} \times 10 = 337.7241 \text{ KN}$$

• **A long terme**

$$E_{ij} = 10818.9 \text{ MPa} \quad ; \quad \Delta T = 20^\circ\text{C} \quad ; \quad \alpha = 10^{-5}$$

$$T = 10818.9 \times 10^6 \times 0.30 \times 0.35 \times 10^{-5} \times 20 = 227.1969 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } T^{\max} = 337.7241 \text{ KN}$$

On a :  $L_{\max} = 30 \text{ m}$  et  $L = 33 \text{ m}$  (longueur du bâtiment selon le sens Y-Y)



$$\begin{cases} \text{si} & L < L_{max} & \beta = 0 \\ \text{si} & L_{max} < L < 1.25L_{max} & \beta = 4\left(\frac{L}{L_{max}} - 1\right) \\ \text{si} & L > 1.25L_{max} & \beta = 1 \end{cases}$$

$$L_{max} = 30m < L = 33m < 1.25 L_{max} = 37.5m \Rightarrow \beta = 4\left(\frac{L}{L_{max}} - 1\right) = 0.4$$

$$N^{max} = \beta \times T^{max} = 0.4 \times 337.7241 = -135.0896 \text{ KN (effort de traction)}$$

Sachant que, au fur et à mesure que la hauteur du bâtiment augmente les dimensions de ce dernier dans les deux sens (X-X et Y-Y) vont diminuées, donc on fera un calcul à la flexion composée pour le ferrailage des poutres.

➤ **Exemple de calcul (pour le RDC et les étages courants)**

**a) En appuis**

Données :  $b=30\text{cm}$ ,  $h=35\text{cm}$ ,  $d=33\text{cm}$ ,  $N=-135.0896\text{KN}$ ,  $M= 130.3139 \text{ KN.m}$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{130.3139}{135.0896} = 0.96m > \frac{h}{2} = 0.175m$$

$N_u$  (traction) et  $c$  à l'extérieur de la section

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.1303139 - 0.1350896 \left( 0.33 - \frac{0.35}{2} \right) = 0.1093 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bh f_{bu} \Rightarrow -0.1511 < 0.1396 \Rightarrow \text{SPC}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple comme suit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.1093}{0.3 \times 0.33^2 \times 18.48} = 0.1810 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.2515 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.2968m \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_{uA}}{z f_{st}} = \frac{0.1093}{0.2968 \times 400} = 9.20 \text{ cm}^2 \\ A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 9.20 \times 10^{-4} - \frac{(-0.1350896)}{400} = 12.57 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**b) En travée**

Données :  $h=35\text{cm}$ ,  $b=30\text{cm}$ ,  $d=33\text{cm}$ ,  $N=-135.0896 \text{ KN}$ ,  $M=78.6883 \text{ KN.m}$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{78.6883}{135.0896} = 0.5824 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.175 \text{ m}$$

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.0786883 - 0.1350896 \left( 0.33 - \frac{0.35}{2} \right) = 0.0577 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu} \Rightarrow -0.0995 < 0.1396 \Rightarrow \text{SPC}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple comme suit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.0577}{0.3 \times 0.33^2 \times 18.48} = 0.0955 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.1256 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.2849 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_{uA}}{z f_{st}} = \frac{0.0577}{0.2849 \times 400} = 5.06 \text{ cm}^2 \\ A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 5.06 \times 10^{-4} - \frac{(-0.1350896)}{400} = 8.43 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Le reste des résultants sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau V. 1.** Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Poutre	localisation	M(KN.m)	N (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol RDC, et étages courants	Pp	appui	-130.3139	-135.0896	12.57	5.25
		travée	78.6883	-135.0896	8.43	5.25
	Ps	appui	-114.7758	-289.4778	14.86	4.5
		travée	81.758	-289.4778	11.39	4.5
Toiture	Pp	appui	-68.4337	-135.0896	7.11	5.25
		travée	58.9471	-135.0896	6.34	5.25
	Ps	appui	-57.2965	-289.4778	9.02	4.5
		travée	38.5399	-289.4778	7.31	4.5

D'après les résultats obtenus, le ferrailage adopté est résumé dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V. 2.**Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Niveau	Poutre	local	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> des barres
Sous-sol RDC, et étages courants	Pp	appui	12.57	5.25	14.04	3HA20+3HA14
		travée	8.43	5.25	9.42	3HA16+3HA12
	Ps	appui	14.86	4.5	15.45	3HA20+3HA16
		travée	11.39	4.5	12.06	6HA16
Toiture	Pp	appui	7.11	5.25	9.24	6HA14

		travée	6.34	5.25	6.79	6HA12
		appui	9.02	4.5	9.24	6HA14
	<b>Ps</b>	travée	7.31	4.5	9.24	6HA14

**V.2.3.1. Vérification des armatures selon le RPA99 (art 7.5.2.1)**

➤ **armatures longitudinales**

✓ **Pourcentage maximum des armatures longitudinales**

$$P_{principale} \begin{cases} A_{max} = 4\% b \times h = 0.004 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{En zone courante} \\ A_{max} = 6\% b \times h = 0.006 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{En zone recouvrement} \end{cases}$$

$$P_{secondaire} \begin{cases} A_{max} = 4\% b \times h = 0.004 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{En zone courante} \\ A_{ma} = 6\% b \times h = 0.006 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{En zone recouvrement} \end{cases}$$

✓ **Les longueurs de recouvrent**

$L_r > 40 \times \Phi$  en zone de recouvrement

$\Phi=20\text{mm} \Rightarrow L_r=80\text{cm}$  On adopte  $L_r=80\text{cm}$

$\Phi=16\text{mm} \Rightarrow L_r=64\text{cm}$  On adopte  $L_r=65\text{cm}$

$\Phi=14\text{mm} \Rightarrow L_r=56\text{cm}$  On adopte  $L_r=60\text{cm}$

$\Phi=12\text{mm} \Rightarrow L_r=48\text{cm}$  On adopte  $L_r=50\text{cm}$

➤ **Armatures transversales**

✓ **Calcul de  $\Phi_t$**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi \leq \min\left(\Phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = 10mm \dots\dots P_{principale} \\ \Phi \leq \min\left(\Phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(1.2; \frac{30}{35}; \frac{30}{10}\right) = 8.5mm \dots\dots p_{secondaire} \end{array} \right. \text{ Soit } \Phi_t=8mm$$

Donc on adopte pour  $A_t=4T8=2.01 \text{ cm}^2$

Soit 1 cadre + 1 étrier de  $\Phi 8$  pour toutes les poutres.

#### ✓ Calcul des espacements des armatures transversales

Les espacements seront calculés selon les recommandations du **RPA99 (Art 7.5.2.2)**

$$P_{prin} \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \Phi_l\right) = 8.75cm \Rightarrow S_t = 8cm \dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5cm \Rightarrow S_t = 15cm \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

$$P_{secon} \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \Phi_l\right) = 7.5cm \Rightarrow S_t = 5cm \dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 15cm \Rightarrow S_t = 10cm \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

#### ✓ Vérification des sections d'armatures

$$A_t^{min}=0.003 \cdot St \cdot b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t=2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

### V.2.4. Vérification à l'ELU

#### V.2.4.1. Vérification des Contraintes tangentielles maximales

On doit vérifier que :

$$\tau = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1333 \cdot f_{c28}; 5MPa) = 3.33MPa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V. 3.** Vérification des contraintes tangentielles.

Poutre	V <sub>u</sub> (KN)	τ (MPA)	τ <sub>adm</sub> (MPA)	Observation
Principale	140.726	1.42	3.33	vérifiée
Secondaire	126.173	1.50	3.33	vérifiée

D`après les résultats obtenu, y`a pas de risque de cisaillement des poutres.

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- Appuis de rive  $A_l > V_u \times \frac{\gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (1)$
- Appuis intermédiaire  $A_l > \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \dots \dots (2)$

Avec :  $\gamma_s = 1.15, f_e = 400MPA$

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau V. 4.** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutre	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>int</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	14.04	140.726	130.3139	4.04	-8.56	vérifiée
Secondaire	15.45	126.173	114.7758	3.62	-9.46	vérifiée

**V.2.5. Vérification à l`ELS**

✓ **Etat limite de compression du béton**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPA$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau V. 5.** Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutre	local	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>adm</sub> (MPa)	Observation
Principale	Appui	-43.1379	101725.13	15.621	6.624	15	vérifiée
	Travée	22.9394	78332.22	13.539	3.965	15	vérifiée
secondaire	Appui	-30.2878	52754.96	12.115	6.955	15	vérifiée
	Travée	23.2328	52754.96	12.115	5.335	15	vérifiée

✓ **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93 (art B.6.5)**

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \\ A_s \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{cases}$$

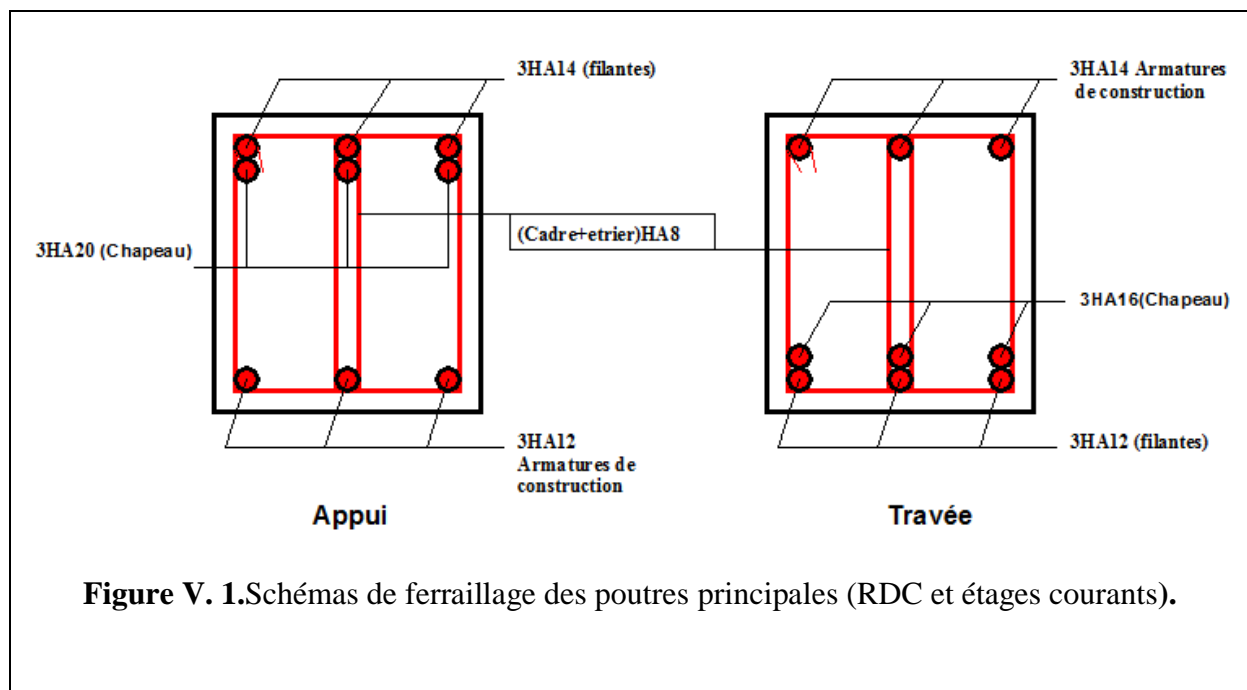
Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 6.** Vérification des conditions de la flèche pour les poutres.

Poutre	H <sub>t</sub> (cm)	B(cm)	L(m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$	$A_s \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$
Pp	35	30	3.8	9.42	0.092 > 0.062	0.092 > 0.032	0.0094 < 0.0104
Ps	30	30	3.7	12.06	0.08 > 0.062	0.081 > 0.030	0.0012 < 0.0882

D'après les résultats on constate que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Les schémas de ferrailage des poutres sont exposés ci-dessous :



**Figure V. 1.** Schémas de ferrailage des poutres principales (RDC et étages courants).



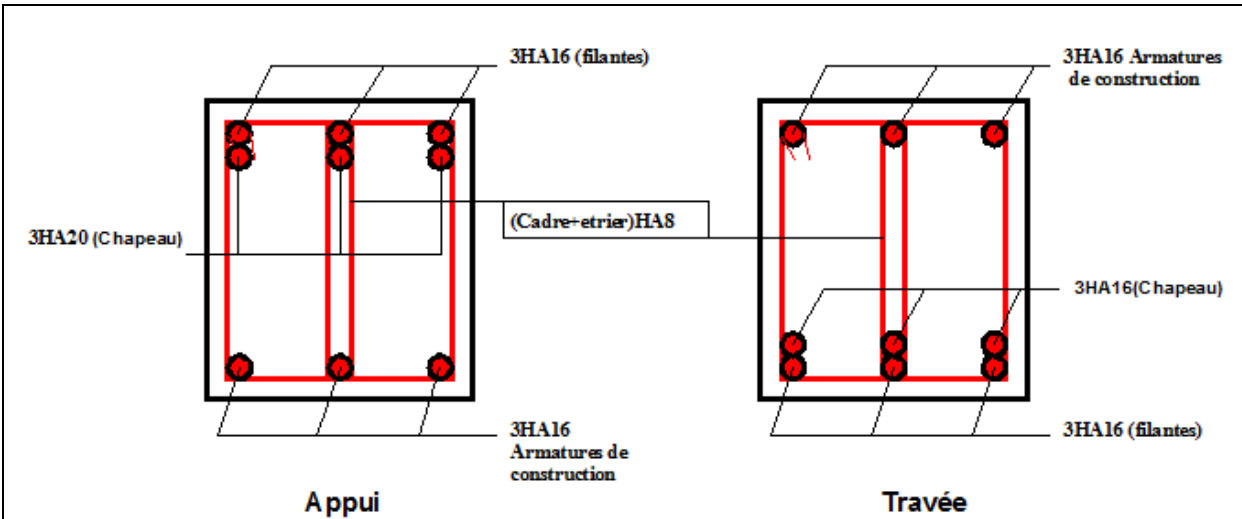


Figure V. 2.Schémas de ferrillages des poutres secondaires (RDC et étages courants).

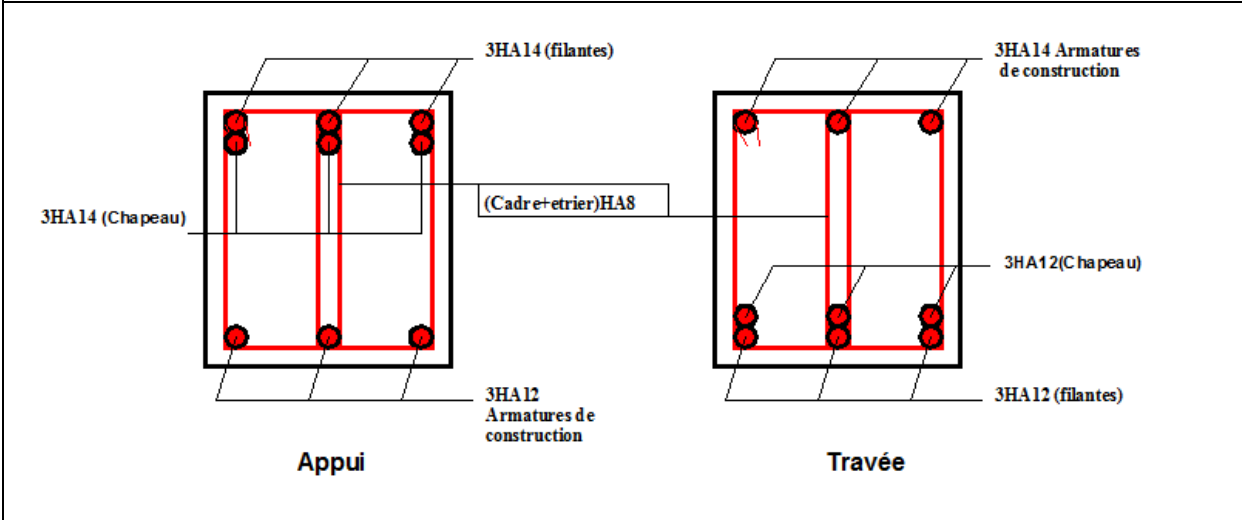


Figure V. 3.Schémas de ferrillages des poutres principales (Toiture).

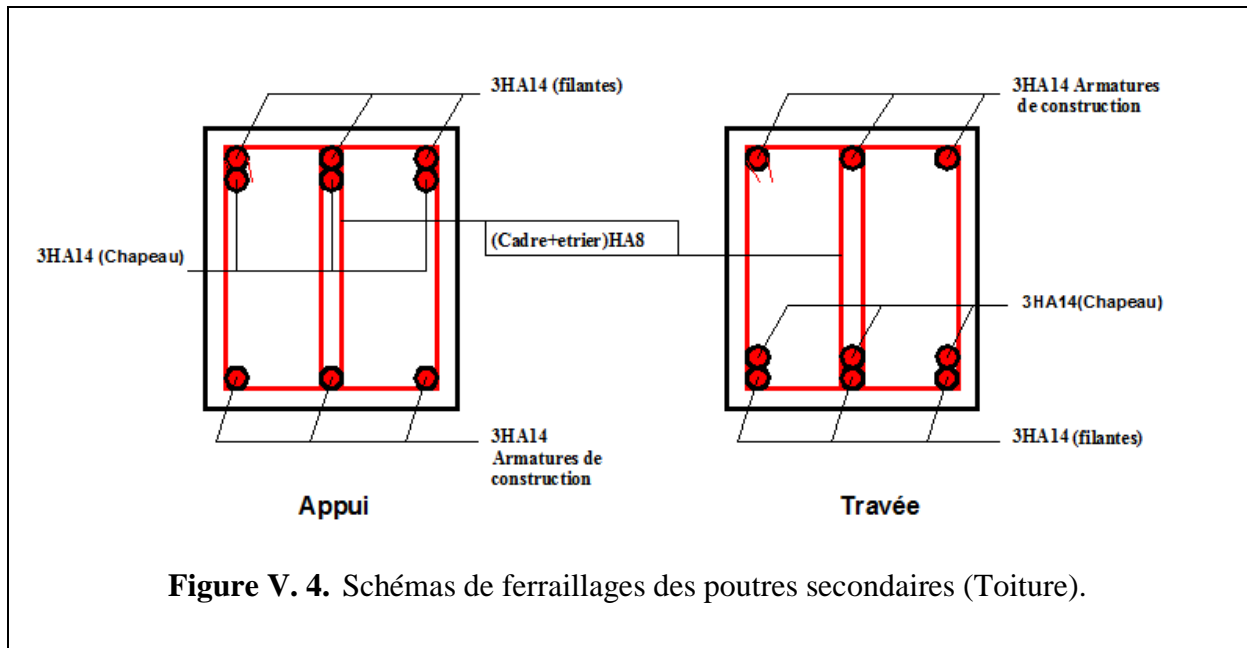


Figure V. 4. Schémas de ferrailages des poutres secondaires (Toiture).

### V.3.Etude des poteaux

#### V.3.1.Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux, leur rôle consiste à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables, parmi celles introduites dans le logiciel SAP2000 données par le **RPA99/2003** comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \dots \dots \dots Accidentelles \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux données par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \Rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

### V.3.2.Recommandations du RPA99/2003

#### V.3.2.1.Coffrage

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes : (**Article 7.4.1**)

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$  en zone I et II.
- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$  en zone III.
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

#### V.3.2.2.Ferraillage

##### V.3.2.2.1.Les armatures longitudinales (Article 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8\% \times b_1 \times h_1$  en zone II.
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 cm.
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\phi$  en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

Les valeurs des armatures longitudinales relatives aux recommandations du **RPA99/2003** sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau V. 7.** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone nodale
Sous-sol et RDC	(70×70)	39.2	19.6	29.4
Etage 1 et 2	(65×70)	36.4	18.2	27.3
Etage 3 et 4	(65×65)	33.8	16.9	25.35
Etage 5 et 6	(60×65)	31.2	15.6	23.4
Etage 7 et 8	(60×60)	28.8	14.4	21.6
Etage 9 et 10	(55×60)	26.4	13.2	19.8
Etage 11 et toiture	(55×55)	24.2	12.1	18.15

#### V.3.2.2.2. Les armatures transversales (Article 7.4.2.2)

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad (7.1)$$

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant, il est pris égal à 2.5 si l'élanement 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 armature transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1) ; par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\phi_1, 15\text{cm})$  en zone II.
- Dans la zone courante :  $t \leq 15 \phi_1$  en zone II.

Où :  $\phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  En pourcentage (%) est donnée comme suit :

- $A_t^{min} = 0.3\%(t \times b_1)$  si  $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{min} = 0.8\%(t \times b_1)$  si  $\lambda_g \leq 3$

Si :  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g : \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_1$  minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12\text{cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### V.3.3.les sollicitations dans les poteaux

Tableau V. 8.les différentes sollicitations dans les poteaux.

niveau	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{cor}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{cor}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{cor}}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol et RDC	2754.52	7.3217	306.6571	1218.052	- 415.689	40.5641
Etage 1 et 2	2581.955	73.1582	172.3979	1004.472	-236.61	20.7916
Etage 3 et 4	1997.047	1.0156	136.2848	849.934	-9.481	13.9914
Etage 5 et 6	1538.479	1.2857	113.7158	402.948	68.716	9.821
Etage 7 et 8	1099.01	4.7875	104.3389	299.113	36.821	11.616
Etage 9 et 10	677.086	5.2967	86.845	232.956	-54.173	10.4049
Etage 11 et toiture	286.801	23.1138	97.9533	123.594	50.221	13.8994

### V.3.4.Ferraillage

#### V.3.4.1.ferraillage longitudinal

- **Hypothèse de calcul**
  - Fissuration peu nuisible ( $e = 3\text{cm}$ ),
  - Calcul en flexion composée,
  - Calcul selon le BAEL91.
- **Exemple de calcul**

Nous allons détailler un exemple de calcul pour les poteaux du RDC, et pour le reste des étages, leurs ferraillages sera résumé dans un tableau récapitulatif.

1) 1<sup>er</sup> cas :  $N^{\max} = 2754.52 \text{ KN} \rightarrow M^{\text{cor}} = 7.3217 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{ELU})$

$b=70 \text{ cm}, h=70 \text{ cm}, d = 67\text{cm}$

Situation courante:  $\gamma_b = 1.5$  et  $\gamma_s = 1.15$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.26 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - d') - M_{ua} > (0.337 h - 0.81 d') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 888.7681 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{ua} = 0.8751 \text{ MN.m} < (0.337 h - 0.81 d') b \cdot h \cdot f_{bu} = 1.47 \text{ MN.m}$$

Donc la section est Partiellement Comprimée (SPC), le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.8887}{0.7 \times 0.67^2 \times 14.2} = 0.1991 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0.$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.2801 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - (0.4 \times 0.2801)) = 0.5949\text{m} \\ f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{0.8887}{0.5949 \times 348} = 42.92 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion simple :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -36.23 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2.$$

Calcul de  $A_{\min}$  :

$$A^{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.7 \times 0.67 \times 2.1}{400} = 5.66 \text{ cm}^2.$$

$A^{\min} > A \Rightarrow$  on ferraille avec le  $A_{\min}$ .

2) 2<sup>ème</sup> cas:  $M^{\max} = 306.6571 \text{ KN.m} \rightarrow N^{\text{cor}} = 1218.052 \text{ KN} \dots\dots\dots$  (accidentelle)

$b=70 \text{ cm}, h=70 \text{ cm}, d = 67 \text{ cm}$

Situation accidentelle:  $\gamma_b = 1.15$  et  $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = 25.17 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - d') - M_{ua} > (0.337 h - 0.81 d') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 696.4171 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{ua} = 0.0831 \text{ MN.m} < (0.337 h - 0.81 d') b \cdot h \cdot f_{bu} = 1.47 \text{ MN.m}$$

Donc la section est Partiellement Comprimée (SPC), le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

Avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.6964}{0.7 \times 0.67^2 \times 18.48} = 0.1199 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0.$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.1601 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.67(1 - (0.4 \times 0.1601)) = 0.6270 \text{ m} \\ f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$



$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{0.6964}{0.6270 \times 400} = 27.76 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -2.69 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2.$$

$A^{\min} > A \Rightarrow$  on ferraille avec le  $A_{\min.} = 5.66 \text{ cm}^2$

**3) 3<sup>ème</sup> cas:  $N^{\min} = -415.689 \text{ KN} \rightarrow M^{\text{cor}} = 40.5641 \text{ KN.m}$  ..... (accidentelle)**

$b=70 \text{ cm}, h=70 \text{ cm}, d = 67 \text{ cm}$

Situation accidentelle:  $\gamma_b = 1.15$  et  $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = 9.7582 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section.

$N$  (tractions) et le centre de pression est à l'intérieur de la section.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10} \times (d - d')} \\ A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10} \times (d - d')} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} \\ e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = 0.4175 \text{ m} \\ e_2 = (d - d') - e_1 = 0.2225 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10} \times (d - d')} = \frac{415.689 \times 10^{-3} \times 0.2225}{400 \times (0.67 - 0.03)} = 3.61 \text{ cm}^2 \\ A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10} \times (d - d')} = \frac{415.689 \times 10^{-3} \times 0.4175}{400 \times (0.67 - 0.03)} = 6.77 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{\min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.7 \times 0.7 \times 2.1}{400} = 25.72 \text{ cm}^2.$$

$$\begin{cases} A_1 < A_{\min} \\ A_2 < A_{\min} \end{cases} \Rightarrow \text{On ferraille avec le } A_{\min} = 25.72 \text{ cm}^2$$

Des trois cas précédemment cités, on adoptera le  $A_{\min}$  du 3<sup>ème</sup> cas qui est égal à 25.72 cm<sup>2</sup> pour le ferrailage

De la même manière pour le reste des étages, on aura les résultats suivants :

**Tableau V. 9.**Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Sous-sol et RDC	70×70	25.72	39.2	39.45	8HA20+6HA16+2HA12
Etage 1 et 2	65×70	23.88	36.4	36.7	12HA16+4HA20
Etage 3 et 4	65×65	5.59	33.8	34.24	10HA14+6HA20
Etage 5 et 6	60×65	5.16	31.2	32.17	16HA16
Etage 7 et 8	60×60	4.74	28.8	29.35	10HA16+6HA14
Etage 9 et 10	55×60	17.32	26.4	26.9	10HA16+6HA12
Etage 11 et toiture	55×55	3.97	24.2	24.63	16HA14

#### V.3.4.2.ferrailage transversal

Les armatures transversales sont déterminées selon les recommandations du **RPA99/2003**, les résultats seront résumés dans le tableau ci-après :

- **Exemple de calcul**

On prend l'exemple de calcul du poteau **RDC (70×70) cm<sup>2</sup>** :

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \left( \frac{0.7 \times 4.25}{0.7} \right) = 4.25 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

- **Espacement**

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\phi_1, 15\text{cm}) = \text{min} (12\text{cm}, 15\text{cm}) = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante :  $t \leq 15 \phi_1 = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- **Quantité d'armature minimale**

$$\lambda_g \geq 5, A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b)$$

$$\lambda_g \leq 3, A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b)$$

$$\text{On a : } 3 \leq \lambda_g = 4.25 \leq 5$$

$$\text{Après interpolation on aura : } A_t^{\min} = 5.11 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul :

**Tableau V. 10.** Armatures transversales dans les poteaux.

Section (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	λ <sub>g</sub>	h <sub>1</sub> (cm)	t (cm)	A <sup>t</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>min</sup>	A <sub>t</sub> <sup>adoptée</sup>	barres
<b>(70×70)</b>	215.876	4.25	0.7	10	2.89	5.11	5.72	6HA10+2HA8
<b>(65×70)</b>	147.56	3.29	0.7	10	1.97	5.09	5.15	4HA8+4HA10
<b>(65×65)</b>	148.727	3.29	0.65	10	2.14	4.72	5.15	4HA8+4HA10

(60×65)	127.303	3.57	0.65	10	1.83	4.27	4.71	6HA10
(60×60)	102.39	3.57	0.6	10	1.59	3.94	4.59	6HA8+2HA10
(55×60)	72.872	3.89	0.6	10	1.13	3.46	4.59	6HA8+2HA10
(55×55)	54.637	3.89	0.55	10	0.93	3.17	4.59	6HA8+2HA10

### V.3.5 Vérifications

#### V.3.5.1. Vérification au flambement

D'après le **CBA93 (Article B.8.8.1)** Le poteau doit être vérifié à l'état limite de stabilité de forme (flambement).

La vérification suivante est indispensable :

$$Nu \leq Nd = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :  $B_r = (b-2) \times (h-2) \text{ cm}^2$  : section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la même manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au chapitre II (II.8.1.2.2.). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 11.** Vérification du flambement dans les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$\lambda$	$\alpha$	As (cm <sup>2</sup> )	Br (m <sup>2</sup> )	Nu ≤ Nd		obs
						Nu	Nd	
RDC	(70×70)	13.51	0.825	39.45	0.4624	2754.52	8196.487	Vérifiée
Etage 1 et 2	(65×70)	10.11	0.836	36.7	0.4284	2581.95	7699.438	Vérifiée

<b>Etage 3 et 4</b>	<b>(65×65)</b>	10.11	0.836	34.24	0.3969	1997.04	8540.956	Vérifiée
<b>Etage 5 et 6</b>	<b>(60×65)</b>	10.95	0.833	32.17	0.3654	1538.47	7885.623	Vérifiée
<b>Etage 7 et 8</b>	<b>(60×60)</b>	10.95	0.833	29.35	0.3364	1099.01	6039.665	Vérifiée
<b>Etage 9 et 10</b>	<b>(55×60)</b>	11.95	0.830	26.9	0.3074	677.086	5501.443	Vérifiée
<b>Etage 11 et toiture</b>	<b>(55×55)</b>	11.95	0.830	24.63	0.2809	286.801	5028.594	Vérifiée

### V.3.5.2. Vérification des contraintes

Vu que la fissuration est peu nuisible, on fera la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement.

- **Exemple de calcul**

- 1) **Poteaux Sous-sol et RDC (70×70)**

$$e_G = \frac{M^{ser}}{N^{ser}} = \frac{131.8412}{2011.632} = 0.065\text{m} < \frac{h}{6} = \frac{0.7}{6} = 0.116\text{ m}$$

$N^{ser}$  (compression) et le centre de pression est à l'intérieur de la du noyau central  $\Rightarrow$  **SEC**

D'après nos calculs précédents on a :

$$S = b \times h + 15A = (0.7 \times 0.7) + 15 \times 39.45 \times 10^{-4} = 0.5491\text{ cm}^2$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{H}{2} - v \right) = 131.8412 - (2011.632 \times \left( \frac{0.7}{2} - 0.67 \right)) = 0.2010\text{ MN.m.}$$

$$V = \frac{1}{S} \cdot \left( \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 Ad \right) = \frac{1}{0.5491} \left( \frac{0.7 \times 0.7^2}{2} + 15 \times 39.45 \times 10^{-4} \times 0.67 \right) = 0.3844\text{m.}$$

$$V' = h - V = 0.7 - 0.3844 = 0.3156 \text{ m}$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A(d - v)^2$$

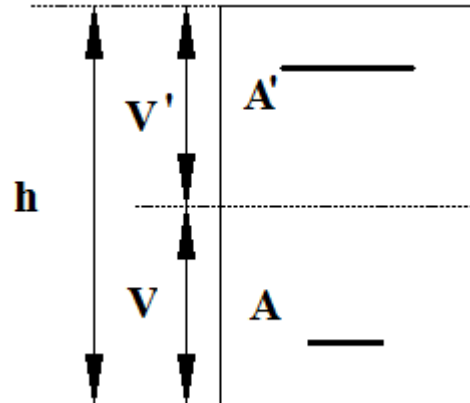


Figure V. 5. Section d'un poteau.

$$I_{yy'} = \frac{0.7}{3} (0.3844^3 + 0.3156^3) + 15 \times 39.45 \times 10^{-4} (0.67 - 0.3844)^2 = 0.0254 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} = \frac{2011.632 \times 10^{-3}}{0.5491} + \frac{0.2010 \times 0.3844}{0.0254} = 6.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} = \frac{2011.632 \times 10^{-3}}{0.5491} - \frac{0.2010 \times 0.3156}{0.0254} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = 6.7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc2} = 1.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \dots \text{Vérifiée.}$$

2) Poteaux 11<sup>ème</sup> étage et toiture (55×55)

$$e_G = \frac{M^{ser}}{N^{ser}} = \frac{60.4757}{210.841} = 0.286 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0.55}{6} = 0.0916 \text{ m}$$

$N^{ser}$  (compression) et le centre de pression est en dehors du noyau central  $\Rightarrow$  SPC

$$\begin{cases} e_G = 0.2868 \text{ m} \\ y_c = \frac{h}{2} = 0.275 \text{ m} \end{cases}$$

$N^{ser}$  (compression)  $\rightarrow C = e_G - y_c = -0.0118 \text{ m}$  (avec  $C < 0$  et  $y_c > 0$ )

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots\dots\dots(1)$$

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

$$(A' = 0) \Rightarrow \begin{cases} p = 0.2139 \text{ m}^2 \\ q = -0.1139 \text{ m}^3 \end{cases}$$

On a :  $4p^3 + 27q^2 = 0.3894 > 0 \Rightarrow$  une seule racine avec :  $p > 0$  et  $q < 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 0.0144$$

$$t = (\sqrt{\Delta} - q) = (0.1200 + 0.1139) = 0.2339$$

$$z = t^{1/3} = (0.2339)^{1/3} = 0.6161$$

$$y_c = z - \frac{p}{3z} = 0.6161 - \frac{0.2139}{3 \times 0.6161} = 0.5003 \text{ m}$$

$$y = y_c + c = 0.5003 - 0.0118 = 0.4885 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{0.55 \times 0.4885^2}{2} - (15 \times 24.63 \times 10^{-4} (0.52 - 0.4885)) = 0.0644 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} = \frac{210.841 \times 10^{-3} \times 0.4885}{0.0644} = 1.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

Le tableau suivant résume les résultats du calcul dans le reste des poteaux :

Tableau V. 12. Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	Sous-sol et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9 et 10
Section	(70×70)	(65×70)	(65×65)	(60×65)	(60×60)	(55×60)
d (cm)	0.67	0.67	0.62	0.62	0.57	0.57
A (cm <sup>2</sup> )	39.45	36.7	34.24	32.17	29.35	26.9
V (cm)	38.44	38.45	35.68	35.66	32.94	32.94
V' (cm)	31.56	31.55	29.32	29.34	27.06	27.06
I <sub>yy</sub> ' (m <sup>4</sup> )	0.0254	0.0236	0.0188	0.0173	0.0136	0.0125
N <sup>ser</sup> (KN)	2011.632	1819.862	1460.016	1124.872	803.557	495.783
M <sup>ser</sup> (KN.m)	131.8412	41.9054	29.5491	28.6903	31.4667	30.1442
M <sup>ser</sup> <sub>G</sub> (KN.m)	0.2010	0.1046	0.0759	0.0642	0.0550	0.0447
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	6.7	5.27	4.52	4.56	3.32	2.51
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	1.16	2.16	1.89	2.05	0.89	0.3712
observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

### V.3.5.3. Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le **RPA99/2003 (article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :



$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad (7.3)$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \cdot d}$$

**Tableau V. 13.** Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.

Niveaux	Sous-sol et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9 et 10	Etage 11 et toiture
section (cm <sup>2</sup> )	(70×70)	(65×70)	(65×65)	(60×65)	(60×60)	(55×60)	(55×55)
lf (cm)	2.73	1.897	1.897	1.897	1.897	1.897	1.897
$\lambda$	4.25	3.29	3.29	3.57	3.57	3.89	3.89
$\rho_d$	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
d (cm)	0.67	0.67	0.62	0.62	0.57	0.57	0.52
V <sub>d</sub> (KN)	215.876	147.56	148.727	127.303	102.39	72.872	54.637
$\tau_{bu}$ (MPa)	0.4602	0.3388	0.3690	0.3422	0.2993	0.2324	0.1910
$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	1	1	1	1	1	1	1
observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

#### V.3.5.4. Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99/2003 (articles 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 (|M_W| + |M_E|)$$

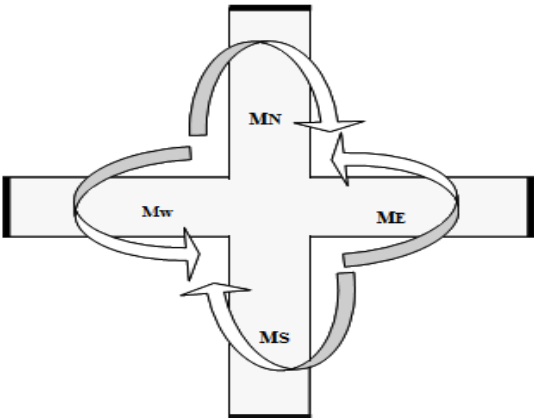


Figure V. 6.Schéma de la zone nodale.

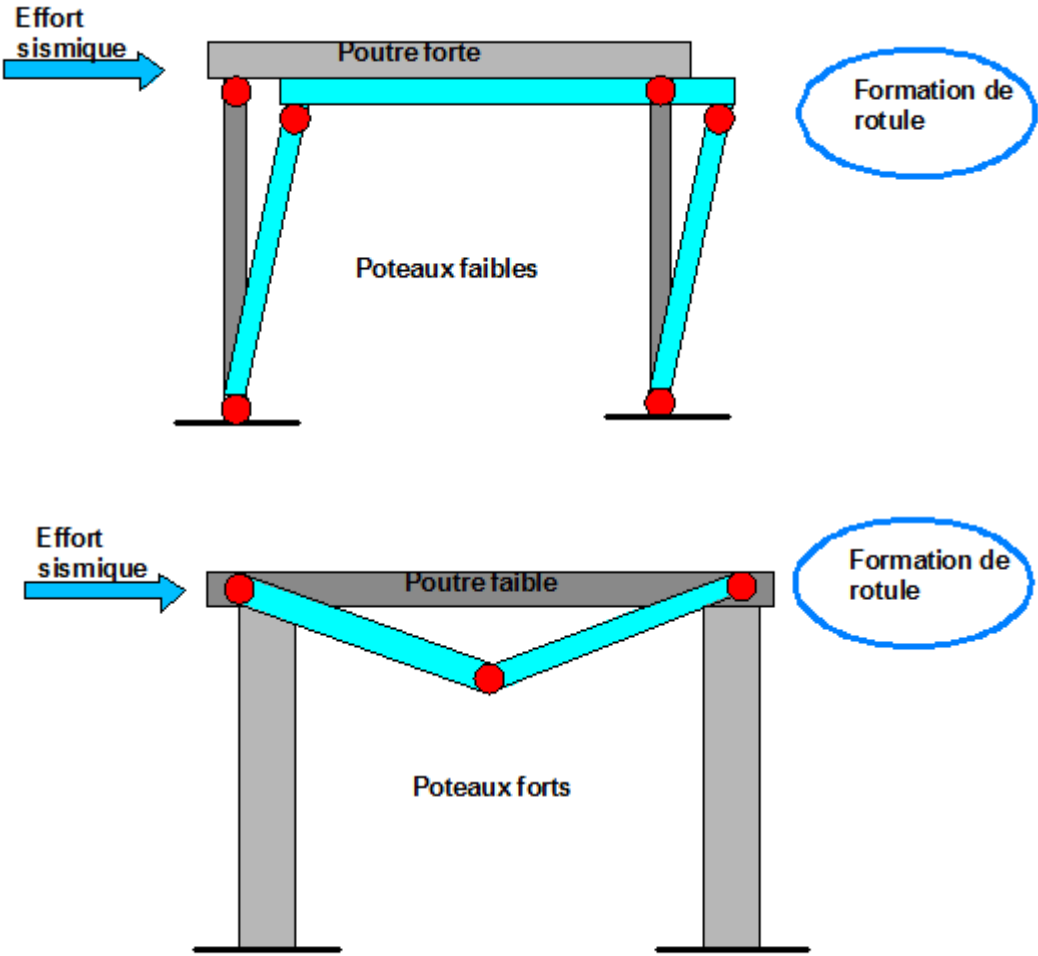


Figure V. 7.Formation de rotules plastiques.

### a. Détermination de moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton,
- De la qualité d'armatures dans la section,
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = Z \times A \times \sigma_s$$

$$\text{Avec : } Z = 0.9 \times h \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad ;$$

$A$  = section d'armature adoptée pour la zone tendue  $\Rightarrow A = (A_s/2)$

**Tableau V. 14.** Les moments résistants dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Sous-sol et RDC	(70×70)	0.63	19.725	432.45
Etage 1 et 2	(65×70)	0.63	18.35	402.30
Etage 3 et 4	(65×65)	0.585	17.12	348.52
Etage 5 et 6	(60×65)	0.585	16.085	327.45
Etage 7 et 8	(60×60)	0.54	14.675	275.77
Etage 9 et 10	(55×60)	0.54	13.45	252.75
Etage 11 et toiture	(55×55)	0.495	12.315	212.13

**b. Détermination des moments résistants dans les poutres :**

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que les poteaux :

**Tableau V. 15.** Les moments résistants dans les poutres.

Niveaux	Type	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Etages courants	PP	(30×35)	0.315	7.02	76.9532
	PS	(30×30)	0.27	7.725	72.5841
Toiture	PP	(30×35)	0.315	4.62	50.6444
	PS	(30×30)	0.27	4.62	43.4095

**Tableau V. 16.** Vérification de la zone nodale.

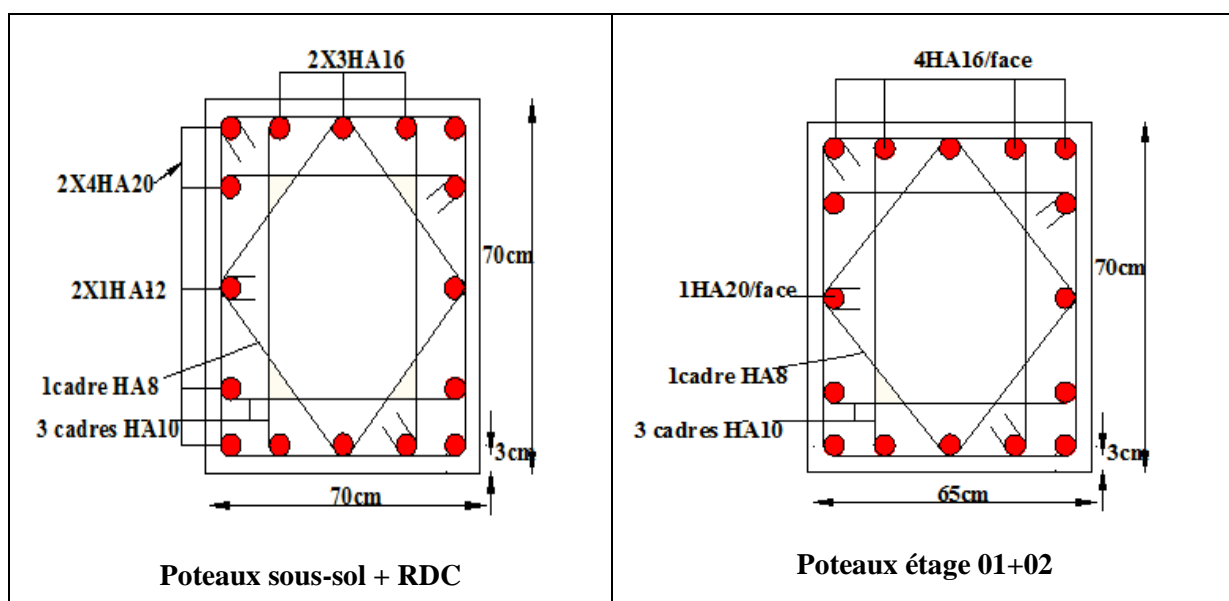
Niv	M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub>	M <sub>S</sub> +M <sub>N</sub>	M <sub>WPP</sub> =M <sub>EPP</sub>	M <sub>WPS</sub> =M <sub>EPS</sub>	1.25 (M <sub>WPP</sub> +M <sub>EPP</sub> )	1.25 (M <sub>WPS</sub> +M <sub>EPS</sub> )	obs
Sous-sol et RDC	432.45	432.45	864.9	76.95	72.58	192.37	181.45	OK
1	432.45	402.30	834.75	76.95	72.58	192.37	181.45	Ok
2	402.30	402.30	804.5	76.95	72.58	192.37	181.45	Ok
3	402.30	348.52	750.82	76.95	72.58	192.37	181.45	Ok
4	348.52	348.52	697.04	76.95	72.58	192.37	181.45	Ok

5	348.52	327.45	675.97	76.95	72.58	192.37	181.45	Ok
6	327.45	327.45	654.9	76.95	72.58	192.37	181.45	Ok
7	327.45	275.77	603.22	76.95	72.58	192.37	181.45	Ok
8	275.77	275.77	551.54	76.95	72.58	192.37	181.45	Ok
9	275.77	252.75	528.52	76.95	72.58	192.37	181.45	Ok
10	252.75	252.75	505.5	76.95	72.58	192.37	181.45	Ok
11	252.75	212.13	464.88	76.95	72.58	192.37	181.45	Ok
Toiture	212.13	212.13	424.26	50.64	43.40	126.6	108.5	Ok

• Conclusion

La vérification des zones nodales est justifiée, donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Les schémas de ferrailage des poteaux sont présentés ci-dessous :



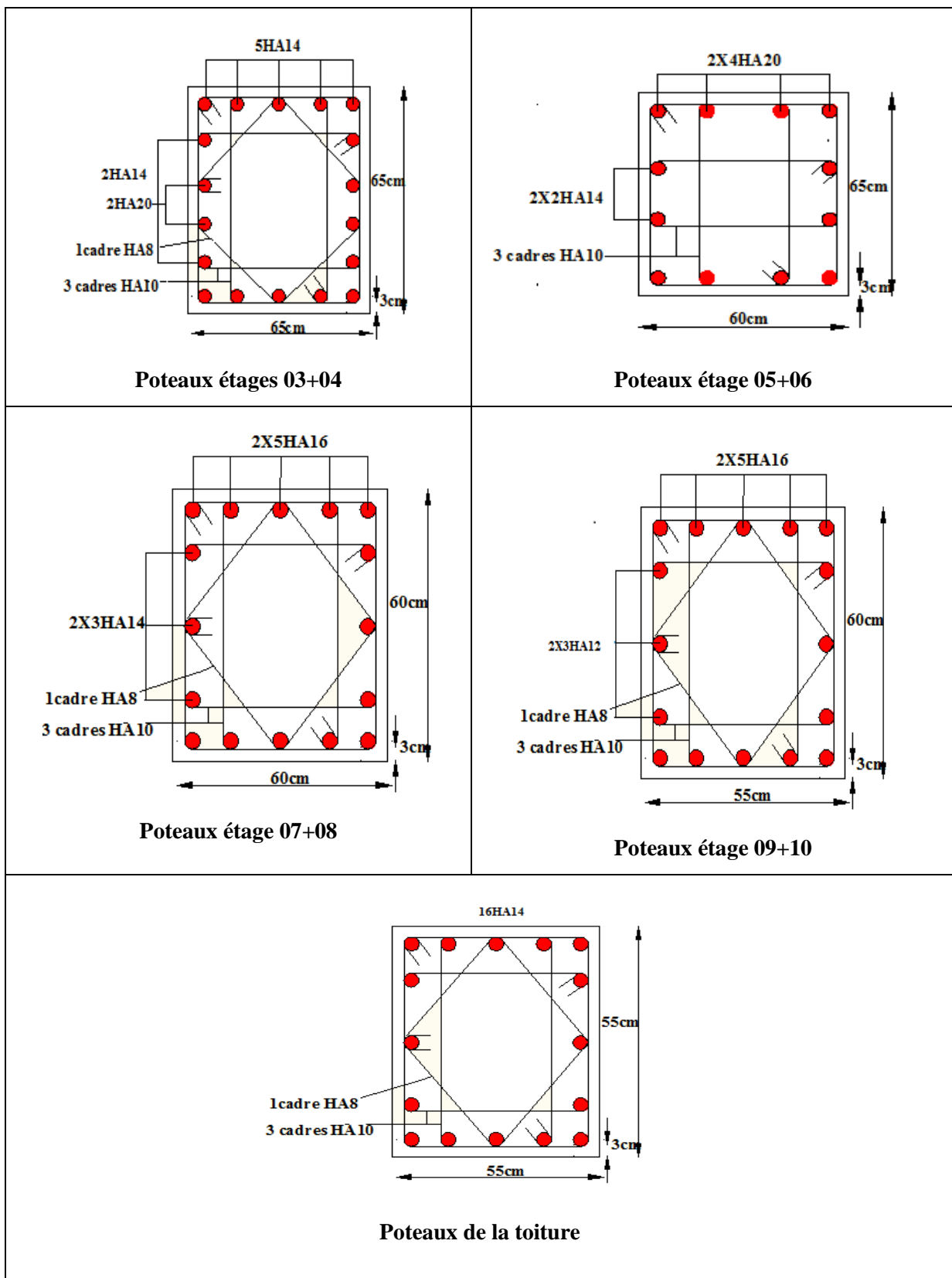


Figure V. 8.Schémas de ferrailage des poteaux.

## V.5. Etude des voiles

Le **RAP99/2003 (Article 3.4.A.1.a)**, exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre (4) niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa de moyenne sismicité.

Les voiles peuvent être définis comme des éléments verticaux structuraux destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 70%) grâce à leur rigidités importantes dans leurs axe fort. Ils sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion,
- Rupture en flexion par effort tranchant,
- Rupture par écrasement ou traction de béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \end{cases}$$

### V.5.1. Recommandations RPA99/2003

- **Armatures verticales**

Elles reprennent les efforts de flexion et elles sont réparties comme suit

- Les barres verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :

$$A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e \quad \text{avec : } L_t : \text{longueur de la zone tendue}$$

$e$  : épaisseur du voile

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $St < e$ .
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $(L/10)$  de la longueur du voile.

➤ **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 le flambement et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ .

➤ **Armatures transversales**

Elles sont destinées à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre (4) épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

➤ **Armature de coutures**

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 suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}, \quad \text{avec : } V = 1.4 \times V_u$$

➤ **Règles communes (armatures verticales et horizontales) [RPA99/2003 (Art 7.7.4.3)]**

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales)

$A_{\min} = 0.15\%$  de la section du voile, dans la section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$  de la section du voile, dans la zone courante.



$$10\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (exception faite pour les zones d'about).}$$

- L'espacement :  $St = \min(1.5e, 30 \text{ cm})$ .
- Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $m^2$ . 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 est possible
  - $10\phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge

### V.5.2.Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites du logiciel SAP2000 V14, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 17.**Sollicitations maximales dans le voile Vx6// X-X.

Etage	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{cor}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{cor}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{cor}}$		$V_u$ (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	1217.815	824.9811	824.9811	1217.815	282.142	765.4685	202.359

### V.5.3.Ferraillages

- Calcul du ferrailage sous  $N^{\max}$  et  $M^{\text{cor}}$  (dans ce cas il est de même pour  $M^{\max}$  et  $N^{\text{cor}}$ )

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ).

On a:  $L = 2 \text{ m}$ ,  $d = 1.95 \text{ cm}$ ,  $e = 0.2 \text{ m}$

$$N^{\max} = 1217.815 \text{ KN}, \quad M^{\text{cor}} = 824.9811 \text{ KN.m}$$

Situation accidentelle:  $\gamma_b = 1.15$ ,  $\gamma_s = 1$ ,  $f_{bu} = 18.48 \text{ MN.m}$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.67 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - d') - M_{ua} > (0.337 h - 0.81 d') b.h.f_{bu}$$

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.9819 \text{ MN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{ua} = 0.332 \text{ MN.m} < (0.337 h - 0.81 d') b.h.f_{bu} = 3.598 \text{ MN.m}$$

Donc la section est Partiellement Comprimée (SPC), le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.9819}{0.2 \times 1.95^2 \times 18.48} = 0.1410 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0.$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.1908 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.95(1 - (0.4 \times 0.1908)) = 1.8011 \text{ m} \\ f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{1.9819}{1.8011 \times 400} = 27.50 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion simple :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -2.94 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2.$$

Calcul de  $A_{\min}$  :

$$A^{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.2 \times 1.95 \times 2.1}{400} = 4.7 \text{ cm}^2.$$

$A^{\min} > A \Rightarrow$  on ferraille avec le  $A_{\min}$ .

- **Calcul du ferrailage sous  $N^{\min}$  et  $M^{\text{cor}}$**

$$N^{\min} = 282.142 \text{ KN}, \quad M^{\text{cor}} = 765.4685 \text{ KN.m}$$

Situation accidentelle :  $\gamma_b = 1.15$ ,  $\gamma_s = 1$ ,  $f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$

$$e_G = \frac{M}{N} = 2.71 \text{ m} > \frac{l}{2} = 1 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression est en dehors de la section.}$$

Donc la section est Partiellement Comprimée (**SPC**), le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.0335 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1.0335}{0.2 \times 1.95^2 \times 18.48} = 0.0735 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0.$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.0955 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.95(1 - (0.4 \times 0.0955)) = 1.8755 \text{ m} \\ f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{1.0335}{1.8755 \times 400} = 13.77 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion simple :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 6.72 \text{ cm}^2$$

Calcul de  $A_{\min}$  :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.2 \times 1.95 \times 2.1}{400} = 4.7 \text{ cm}^2.$$

$A > A_{\min} \Rightarrow$  on ferraille avec le  $A_{\text{cal}}$

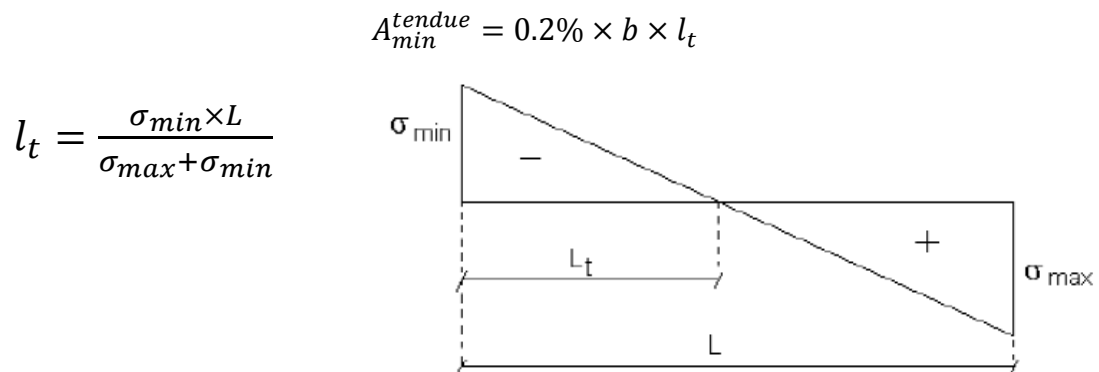
D'après les cas calculés, on adopte un  $A_{\text{cal}}$  égal à :  $A_{\text{cal}} = 6.72 \text{ cm}^2$

- **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le **RPA99/2003** on a :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 0.2 \times 2 = 6 \text{ cm}^2$$

- **Longueur de la partie tendue  $L_t$**



**Figure V. 9.** Schéma des contraintes.

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{1217.815 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2} + \frac{824.9811 \times 10^{-3}}{0.1333} \times 1 = 9.2318 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{1217.815 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2} - \frac{824.9811 \times 10^{-3}}{0.1333} \times 1 = -3.1428 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{3.1428 \times 2}{9.1218 + 3.1428} = 0.508 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{tendue}} = 0.2\% \times 0.2 \times 0.508 = 2.03 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% \times b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 2 - (2 \times 0.508) = 0.984\text{m}$$

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% \times b \times l_c = 0.1\% \times 0.2 \times 0.984 = 1.96 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(15e; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On opte pour un  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

- **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales sont calculées comme suit :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 202.359 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.95} = 0.7264 \text{ MPa}$$

- **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(15e; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On opte pour un  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} = \frac{0.7264 \times 0.2 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^h = 0.15\% \times b \times S_t = 0.15\% \times 0.2 \times 0.2 = 0.6 \text{ cm}^2$$

$A_h > A_{min}^h$  : on ferraille avec le  $A_h$ .

- **Choix des barres**

$$A_{\text{cal}} = 6.72 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\text{adopté}}^{\text{totale}} = 4\text{HA14} + 2\text{HA10} = 7.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{comp}} = 1.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\text{adopté}}^{\text{comp}} = 4\text{HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{h}} = 0.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\text{adopté}}^{\text{h}} = 2\text{HA10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants résument les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles les plus sollicités et on adoptera les mêmes ferrillages pour ceux qui sont similaires (même dimensions).

**Tableau V. 18.** Sollicitations et ferrillage du voile Vx6 dans tous les niveaux.

NIVEAU	Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.2 × 2	0.2 × 2	0.2 × 2	0.2 × 2
N <sup>max</sup> (KN)	1217.815	913.522	690.511	411.266
M <sup>max</sup> (KN.m)	824.9811	73.9486	123.5873	28.9553
V(KN)	202.359	229.482	162.765	124.614
Section	PC	PC	PC	PC
τ (MPa)	0.7264	0.8237	0.5842	0.4473
τ̄ (MPa)	5	5	5	5
A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.72	1.58	1.42	1.69
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.7	4.7	4.7	4.7

$L_t$ (m)	0.508	0	0	0
$A_{min}^{tendue}$ (cm <sup>2</sup> )	2.03	0	0	0
$N^{barres}/face$	10HA10	10HA8	10HA8	10HA8
$A_{adoptée}^{totale}$ (cm <sup>2</sup> )	7.85	5.03	5.03	5.03
St (cm)	20	20	20	20
$A_{min}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )	1.96	4	4	4
$A_{adoptée}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )	2.51	4.52	4.52	4.52
$N^{barres}/face$	5HA8	4HA12	4HA12	4HA12
$A_{cal}^h$ (cm <sup>2</sup> )	0.9	0.75	0.53	0.40
$A_{min}^h$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_{adoptée}^h$ (cm <sup>2</sup> )	1.01	1.57	1.01	1.01
N <sup>bre</sup> de barres	2HA8	2HA10	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20

## ➤ Le voile Vy1

Tableau V. 19. Sollicitations et ferrailage du voile Vy1 dans tous les niveaux.

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×2
N(KN)	1603.974	1152.424	761.278	532.804
M(KNm)	656.1307	357.7344	189.0976	97.1591
V(KN)	144.648	244.704	165.94	102.357
Section	PC	PC	PC	PC
$\tau$ (MPA)	0.52	0.8784	0.56	0.3674
$\bar{\tau}$ (MPA)	5	5	5	5
$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	8.45	4.3	2.44	0
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.7	4.7	4.7	4.7
$l_t$ (m)	0.1853	0	0.7	0
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	0.74	0	2.43	0
$N^{barres}/face$	6HA14	10HA8	10HA8	10HA8
$A_{adoptée}^{totale}$ (cm <sup>2</sup> )	9.24	5.03	5.03	5.03
St (cm)	20	20	20	20



$A_{min}^{comp} (cm^2)$	3.26	4	1.2	4
$A_{Z\ comp} (cm^2)$	5.5	5.65	2.51	5.65
$N^{barre} / face$	7HA10	5HA12	5HA8	5HA12
$A_h^{cal} (cm^2)$	0.93	0.80	1.81	0.35
$A_h^{min} (cm^2)$	0.9	0.9	0.9	0.9
$A_h^{adopte} (cm^2)$	1.01	2.26	1.57	1.01
$N^{barre}$	2HA8	2HA12	2HA10	2HA8
St (cm)	20	20	20	20

➤ **Le voile Vy6**

**Tableau V. 20.** Sollicitations et ferrailage du voile Vy6 dans tous les niveaux.

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×1.1	0.2×1.1	0.2×1.1	0.2×1.1
N(KN)	1048.101	820.221	574.863	310.267
M(KNm)	37.016	28.1963	19.0818	16.9794
V(KN)	121.303	77.045	59.9	44.361

<b>Section</b>	PC	PC	PC	PC
$\tau$ (MPA)	0.8	0.51	0.3993	0.2957
$\bar{\tau}$ (MPA)	5	5	5	5
$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	3.27	0	0	0
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.53	2.53	2.53	2.53
$l_t$ (m)	0	0	0	0
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0
<b>St(cm)</b>	20	20	20	20
$A_{min}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )	2.2	2.2	2.2	2.2
$A_{Z\ comp}$ (cm <sup>2</sup> )	3.02	3.02	3.02	3.02
$N^{barre}/face$	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.01	0.64	0.49	0.36
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopte}$ (cm <sup>2</sup> )	1.01	1.01	1.01	1.01
$N^{barre}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
<b>St (cm)</b>	20	20	20	20

➤ Schémas de ferrailage des voiles

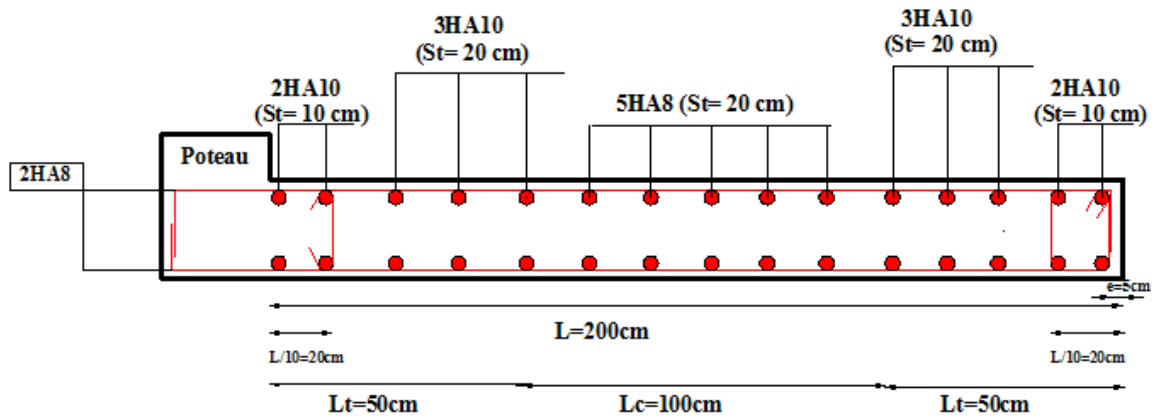


Figure V. 10. Schéma de ferrailage du voile Vx6.

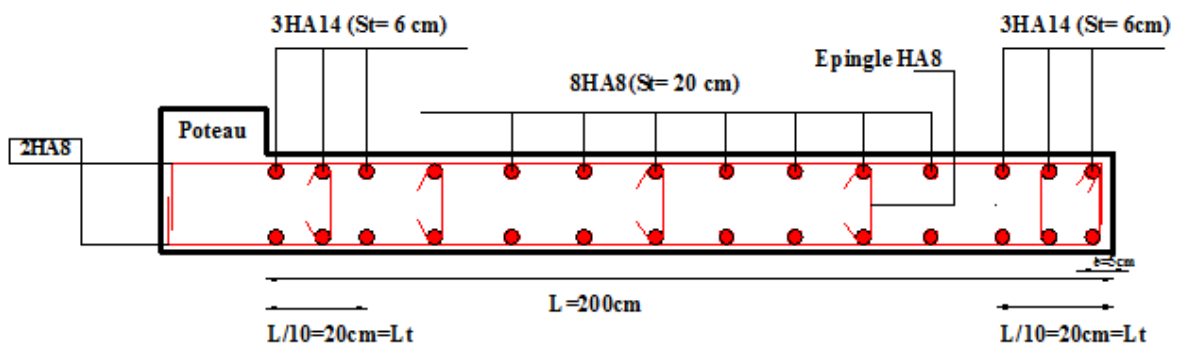


Figure V. 11. Schéma de ferrailage du voile Vy1.

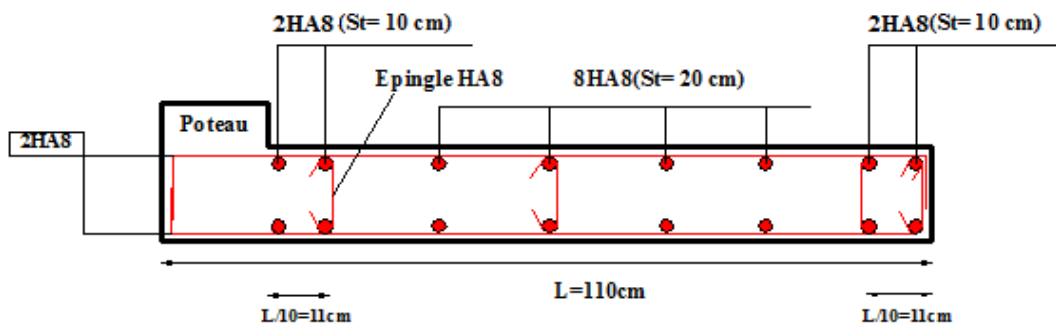


Figure V. 12. Schéma de ferrailage du voile Vy6.

## **Conclusion**

Au terme de ce chapitre nous avons adopté le ferrailage des éléments principaux de tel sorte qu'ils puissent répondre impérativement aux sollicitations. Outre la résistance et l'économie sont des facteurs importants qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et l'acier, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements en vigueur.

## V.1.Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux-poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en bétonarmé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations.

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé **RPA99/V2003**, **BAEL** et **CBA.93**.

## V.2. Etude des poutres

Les poutres sont soumises à un moment fléchissant et un effort normal dû à l'effet de température. Et vu que les poutres dépassent la distance réglementaire entre joint, elles doivent être vérifiées vis-à-vis de l'effort normal dû à l'effet de la température

Les dimensions des armatures longitudinales sont déterminées par rapport aux moments fléchissant, et celles des armatures transversales par rapport aux efforts tranchants.

Ces efforts sont donnés par logiciel SAP2000, par les combinaisons les plus défavorables du **RPA/V2003** suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \end{array} \right. \dots\dots\dots Accidentelles \\ \left\{ \begin{array}{l} 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right. \\ \left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q + 0.8T \\ 1.35G + 1.5Q - 0.8T \end{array} \right. \end{array} \right.$$

**V.2.1. Recommandations du RPA 99/2003**

**V.2.1.1. Coffrage : RPA99/2003(art 7.5.1)**

Le coffrage des poutres doit être réalisé en respectant les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right.$$

**V.2.1.2. Ferrailage**

➤ **Les armatures longitudinales [RPA99 (art7.5.2.1)]**

-Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi_{max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre .

- Les poutres supportent 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.

➤ **Les armatures transversales [RPA99 (art7.5.2.2)]**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t^{min} = 0.3\% St \times h$$

Avec : St est l'espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$-St \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi_l \right) \dots\dots\dots \text{en zone nodale}$$

$$-St \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{en dehors de la zone nodale}$$

**Remarque :**

La valeur du diamètre  $\Phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

➤ **La section minimale des aciers longitudinaux (Art 7.5.2.1)**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h$$

**V.1.2. Recommandations du BAEL**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (art F.IV.2)}$$

**V.2.3. Calcul du ferrailage**

D'après le **CBA 93 (art B.5.1)**, toute structure qui a des dimensions dépassant les 30 m, une étude thermique doit être faite.

Compte tenu des dimensions de notre structure qui dépassent largement les 30 m dans les deux sens, on doit impérativement calculer l'effort normal dû aux variations de la température qui est donné par :

$$T = E \times S \times \alpha \times \Delta T$$

E: module d'élasticité du béton

S : section du béton

$\alpha$  : coefficient de dilatation du béton

$\Delta T$  : Variation de la température

En Algérie du nord (climat tempéré) la variation de la température est prise égale à :

$$\begin{cases} \text{A court terme : } \Delta T = 10^\circ\text{C} \\ \text{A long terme : } \Delta T = 20^\circ\text{C} \end{cases}$$

➤ **Exemple de calcul**

Calcul de  $N^{\max}$  pour les poutres principales

PP : (b= 30cm ; h=35 cm)

• **A court terme**

$$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \Delta T = 10^\circ\text{C} \quad ; \quad \alpha = 10^{-5}$$

$$T = 32164.2 \times 10^6 \times 0.30 \times 0.35 \times 10^{-5} \times 10 = 337.7241 \text{ KN}$$

• **A long terme**

$$E_{ij} = 10818.9 \text{ MPa} \quad ; \quad \Delta T = 20^\circ\text{C} \quad ; \quad \alpha = 10^{-5}$$

$$T = 10818.9 \times 10^6 \times 0.30 \times 0.35 \times 10^{-5} \times 20 = 227.1969 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } T^{\max} = 337.7241 \text{ KN}$$

On a :  $L_{\max} = 30 \text{ m}$  et  $L = 33 \text{ m}$  (longueur du bâtiment selon le sens Y-Y)



$$\begin{cases} \text{si} & L < L_{max} & \beta = 0 \\ \text{si} & L_{max} < L < 1.25L_{max} & \beta = 4\left(\frac{L}{L_{max}} - 1\right) \\ \text{si} & L > 1.25L_{max} & \beta = 1 \end{cases}$$

$$L_{max} = 30m < L = 33m < 1.25 L_{max} = 37.5m \Rightarrow \beta = 4\left(\frac{L}{L_{max}} - 1\right) = 0.4$$

$$N_{max} = \beta \times T^{max} = 0.4 \times 337.7241 = -135.0896 \text{ KN (effort de traction)}$$

Sachant que, au fur et à mesure que la hauteur du bâtiment augmente les dimensions de ce dernier dans les deux sens (X-X et Y-Y) vont diminuées, donc on fera un calcul à la flexion composée pour le ferrailage des poutres.

➤ **Exemple de calcul (pour le RDC et les étages courants)**

**a) En appuis**

Données :  $b=30\text{cm}$ ,  $h=35\text{cm}$ ,  $d=33\text{cm}$ ,  $N=-135.0896\text{KN}$ ,  $M= 130.3139 \text{ KN.m}$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{130.3139}{135.0896} = 0.96m > \frac{h}{2} = 0.175m$$

$N_u$  (traction) et  $c$  à l'extérieur de la section

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.1303139 - 0.1350896 \left(0.33 - \frac{0.35}{2}\right) = 0.1093 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bh f_{bu} \Rightarrow -0.1511 < 0.1396 \Rightarrow \text{SPC}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple comme suit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.1093}{0.3 \times 0.33^2 \times 18.48} = 0.1810 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.2515 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.2968m \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = \frac{M_{uA}}{z f_{st}} = \frac{0.1093}{0.2968 \times 400} = 9.20 \text{ cm}^2 \\ A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 9.20 \times 10^{-4} - \frac{(-0.1350896)}{400} = 12.57 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**b) En travée**

Données : h=35cm, b= 30cm, d=33cm, N=-135.0896 KN, M =78.6883 KN.m

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{78.6883}{135.0896} = 0.5824 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.175 \text{ m}$$

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.0786883 - 0.1350896 \left( 0.33 - \frac{0.35}{2} \right) = 0.0577 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bh f_{bu} \Rightarrow -0.0995 < 0.1396 \Rightarrow \text{SPC}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple comme suit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.0577}{0.3 \times 0.33^2 \times 18.48} = 0.0955 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.1256 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.2849 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = \frac{M_{uA}}{z f_{st}} = \frac{0.0577}{0.2849 \times 400} = 5.06 \text{ cm}^2 \\ A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 5.06 \times 10^{-4} - \frac{(-0.1350896)}{400} = 8.43 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Le reste des résultants sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau V. 1.**Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Poutre	localisation	M(KN.m)	N(KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$
Sous-sol RDC, et étages courants	Pp	appui	-130.3139	-135.0896	12.57	5.25
		travée	78.6883	-135.0896	8.43	5.25
	Ps	appui	-114.7758	-289.4778	14.86	4.5
		travée	81.758	-289.4778	11.39	4.5
Toiture	Pp	appui	-68.4337	-135.0896	7.11	5.25
		travée	58.9471	-135.0896	6.34	5.25
	Ps	appui	-57.2965	-289.4778	9.02	4.5
		travée	38.5399	-289.4778	7.31	4.5

D'après les résultats obtenus, le ferrailage adopté est résumé dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V. 2.**Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Niveau	Poutre	local	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	N <sup>bre</sup> des barres
Sous-sol RDC, et étages courants	Pp	appui	12.57	5.25	14.04	3HA20+3HA14
		travée	8.43	5.25	9.42	3HA16+3HA12
	Ps	appui	14.86	4.5	15.45	3HA20+3HA16
		travée	11.39	4.5	12.06	6HA16
Toiture	Pp	appui	7.11	5.25	9.24	6HA14

		travée	6.34	5.25	6.79	6HA12
	Ps	appui	9.02	4.5	9.24	6HA14
		travée	7.31	4.5	9.24	6HA14

### V.2.3.1. Vérification des armatures selon le RPA99 (art 7.5.2.1)

#### ➤ armatures longitudinales

##### ✓ Pourcentage maximum des armatures longitudinales

$$P_{principale} \begin{cases} A_{\max} = 4\% b \times h = 0.004 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{En zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b \times h = 0.006 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{En zone recouvrement} \end{cases}$$

$$P_{secondaire} \begin{cases} A_{\max} = 4\% b \times h = 0.004 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{En zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b \times h = 0.006 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{En zone recouvrement} \end{cases}$$

##### ✓ Les longueurs de recouvrement

$$L_r > 40 \times \Phi \text{ en zone de recouvrement}$$

$$\Phi=20\text{mm} \Rightarrow L_r=80\text{cm} \quad \text{On adopte } L_r=80\text{cm}$$

$$\Phi=16\text{mm} \Rightarrow L_r=64\text{cm} \quad \text{On adopte } L_r=65\text{cm}$$

$$\Phi=14\text{mm} \Rightarrow L_r=56\text{cm} \quad \text{On adopte } L_r=60\text{cm}$$

$$\Phi=12\text{mm} \Rightarrow L_r=48\text{cm} \quad \text{On adopte } L_r=50\text{cm}$$

#### ➤ Armatures transversales

##### ✓ Calcul de $\Phi_t$

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi \leq \min\left(\Phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = 10mm \dots\dots P_{principale} \\ \Phi \leq \min\left(\Phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(1.2; \frac{30}{35}; \frac{30}{10}\right) = 8.5mm \dots\dots p_{secondaire} \end{array} \right. \text{ Soit } \Phi_t = 8mm$$

Donc on adopte pour  $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit 1 cadre + 1 étrier de  $\Phi 8$  pour toutes les poutres.

#### ✓ Calcul des espacements des armatures transversales

Les espacements seront calculés selon les recommandations du **RPA99 (Art 7.5.2.2)**

$$P_{\text{prin}} \left\{ \begin{array}{l} St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \Phi_l\right) = 8.75cm \Rightarrow S_t = 8cm \dots\dots \text{zone nodale} \\ St \leq \frac{h}{2} = 17.5cm \Rightarrow S_t = 15cm \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

$$P_{\text{secon}} \left\{ \begin{array}{l} St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \Phi_l\right) = 7.5cm \Rightarrow S_t = 5cm \dots\dots \text{zone nodale} \\ St \leq \frac{h}{2} = 15cm \Rightarrow S_t = 10cm \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

#### ✓ Vérification des sections d'armatures

$$A_t^{\text{min}} = 0.003 \cdot St \cdot b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

### V.2.4. Vérification à l'ELU

#### V.2.4.1. Vérification des Contraintes tangentielles maximales

On doit vérifier que :

$$\tau = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1333 \cdot f_{c28}; 5MPa) = 3.33MPa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V. 3.** Vérification des contraintes tangentielles.

Poutre	V <sub>u</sub> (KN)	τ (MPA)	τ <sub>adm</sub> (MPA)	Observation
Principale	140.726	1.42	3.33	vérifiée
Secondaire	126.173	1.50	3.33	vérifiée

D'après les résultats obtenus, il n'y a pas de risque de cisaillement des poutres.

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- Appuis de rive  $A_l > V_u \times \frac{\gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (1)$
- Appuis intermédiaire  $A_l > \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \dots \dots (2)$

Avec :  $\gamma_s = 1.15$ ,  $f_e = 400 \text{ MPA}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau V. 4.** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutre	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>int</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	14.04	140.726	130.3139	4.04	-8.56	vérifiée
Secondaire	15.45	126.173	114.7758	3.62	-9.46	vérifiée

### V.2.5. Vérification à l'ELS

✓ **Etat limite de compression du béton**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau V. 5.** Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutre	local	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>adm</sub> (MPa)	Observation
Principale	Appui	-43.1379	101725.13	15.621	6.624	15	vérifiée
	Travée	22.9394	78332.22	13.539	3.965	15	vérifiée
secondaire	Appui	-30.2878	52754.96	12.115	6.955	15	vérifiée
	Travée	23.2328	52754.96	12.115	5.335	15	vérifiée

✓ **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93 (art B.6.5)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ A_s \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

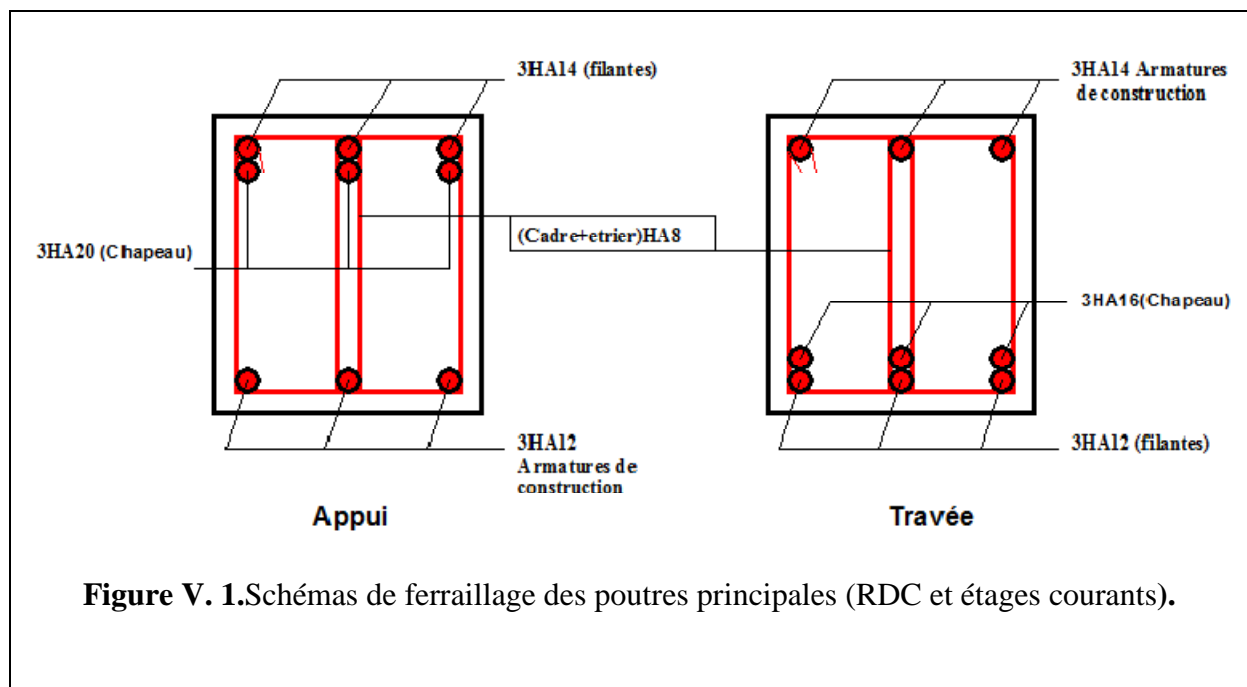
Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 6.** Vérification des conditions de la flèche pour les poutres.

Poutre	$H_t(\text{cm})$	$B(\text{cm})$	$L(\text{m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$	$A_s \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$
<b>Pp</b>	35	30	3.8	9.42	$0.092 > 0.062$	$0.092 > 0.032$	$0.0094 < 0.0104$
<b>Ps</b>	30	30	3.7	12.06	$0.08 > 0.062$	$0.081 > 0.030$	$0.0012 < 0.0882$

D'après les résultats on constate que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Les schémas de ferrailage des poutres sont exposés ci-dessous :





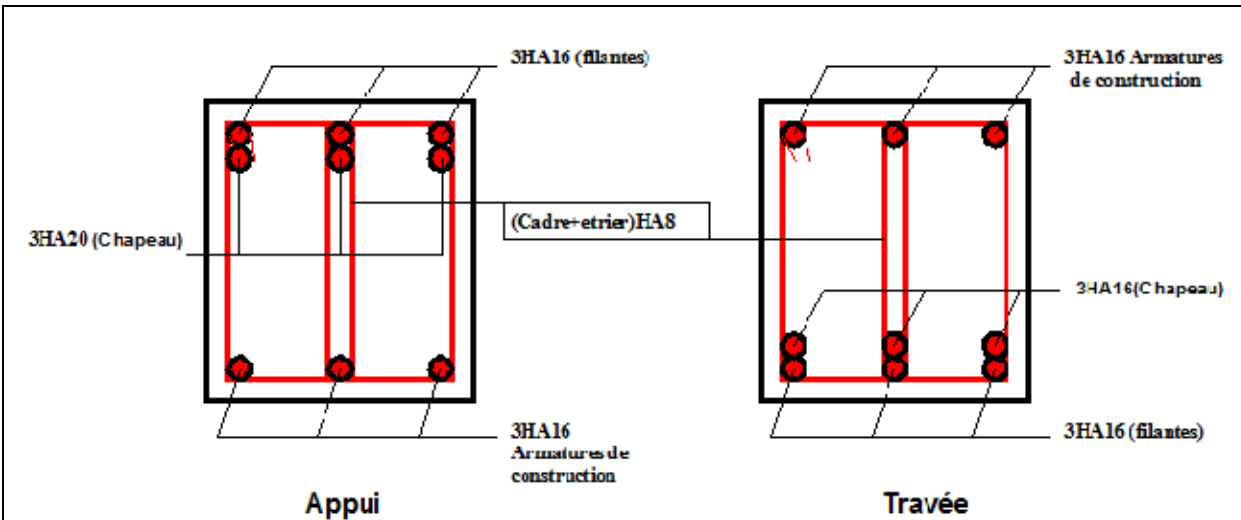


Figure V. 2.Schémas de ferrillages des poutres secondaires (RDC et étages courants).

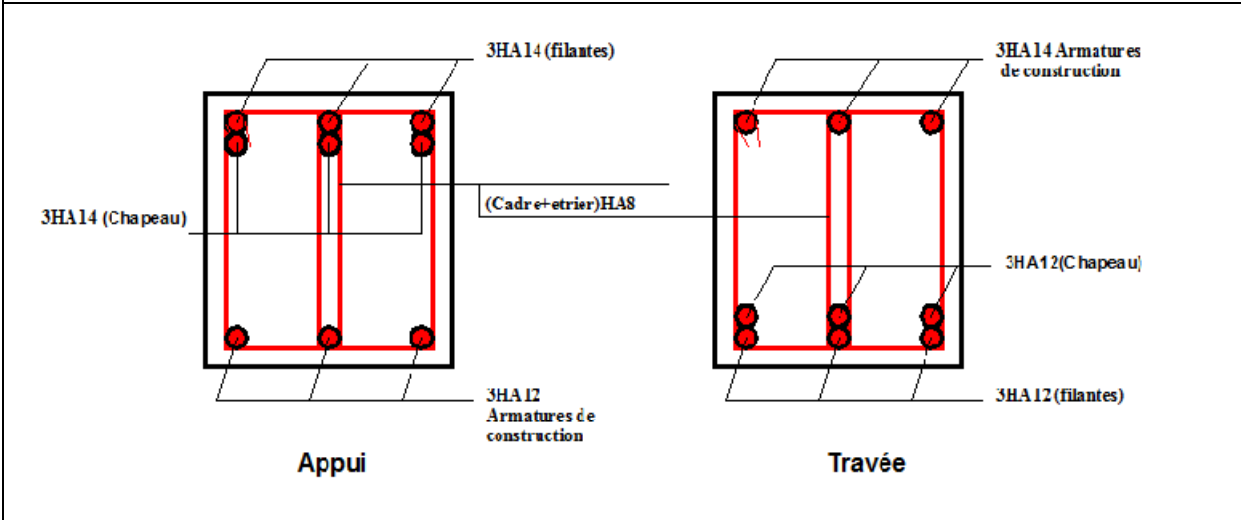


Figure V. 3.Schémas de ferrillages des poutres principales (Toiture).

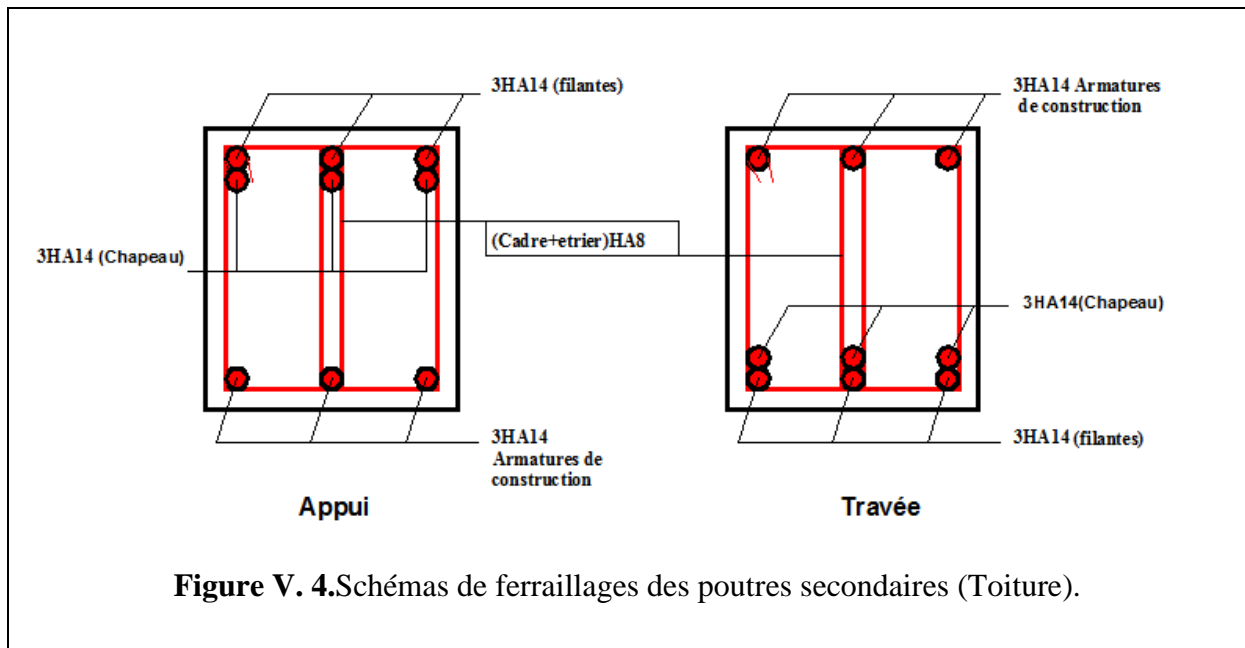


Figure V. 4.Schémas de ferrailages des poutres secondaires (Toiture).

### V.3.Etude des poteaux

#### V.3.1.Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux,leur rôle consiste à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables, parmi celles introduites dans le logiciel SAP2000 données par le **RPA99/2003**comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \dots\dots\dots Accidentelles \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux données par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \Rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

### ***V.3.2.Recommandations du RPA99/2003***

#### ***V.3.2.1.Coffrage***

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes : (**Article 7.4.1**)

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$  en zone I et II.
- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$  en zone III.
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

#### ***V.3.2.2.Ferraillage***

##### ***V.3.2.2.1.Les armatures longitudinales (Article 7.4.2.1)***

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8\% \times b_1 \times h_1$  en zone II.
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 cm.
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\phi$  en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

Les valeurs des armatures longitudinales relatives aux recommandations du **RPA99/2003** sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau V. 7.** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone nodale
Sous-sol et RDC	(70×70)	39.2	19.6	29.4
Etage 1 et 2	(65×70)	36.4	18.2	27.3
Etage 3 et 4	(65×65)	33.8	16.9	25.35
Etage 5 et 6	(60×65)	31.2	15.6	23.4
Etage 7 et 8	(60×60)	28.8	14.4	21.6
Etage 9 et 10	(55×60)	26.4	13.2	19.8
Etage 11 et toiture	(55×55)	24.2	12.1	18.15

#### V.3.2.2.2. Les armatures transversales (Article 7.4.2.2)

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad (7.1)$$

V<sub>u</sub> : effort tranchant de calcul.

h<sub>1</sub> : hauteur totale de la section brute.

f<sub>e</sub> : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'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 armature transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1) ; par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\phi_1, 15\text{cm})$  en zone II.
- Dans la zone courante :  $t \leq 15 \phi_1$  en zone II.

Où :  $\phi$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  En pourcentage (%) est donnée comme suit :

- $A_t^{min} = 0.3\%(t \times b_1)$  si  $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{min} = 0.8\%(t \times b_1)$  si  $\lambda_g \leq 3$

Si :  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g : \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec  $a$  et  $b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_1$  minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12\text{cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### V.3.3.les sollicitations dans les poteaux

Tableau V. 8.les différentes sollicitations dans les poteaux.

niveau	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{cor}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{cor}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{cor}}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol et RDC	2754.52	7.3217	306.6571	1218.052	- 415.689	40.5641
Etage 1 et 2	2581.955	73.1582	172.3979	1004.472	-236.61	20.7916
Etage 3 et 4	1997.047	1.0156	136.2848	849.934	-9.481	13.9914
Etage 5 et 6	1538.479	1.2857	113.7158	402.948	68.716	9.821
Etage 7 et 8	1099.01	4.7875	104.3389	299.113	36.821	11.616
Etage 9 et 10	677.086	5.2967	86.845	232.956	-54.173	10.4049
Etage 11 et toiture	286.801	23.1138	97.9533	123.594	50.221	13.8994

### V.3.4.Ferraillage

#### V.3.4.1.ferraillage longitudinal

- **Hypothèse de calcul**
  - Fissuration peu nuisible ( $e = 3\text{cm}$ ),
  - Calcul en flexion composée,
  - Calcul selon le BAEL91.
- **Exemple de calcul**

Nous allons détailler un exemple de calcul pour les poteaux du RDC, et pour le reste des étages, leurs ferraillages sera résumé dans un tableau récapitulatif.

1) 1<sup>er</sup> cas :  $N^{\max} = 2754.52 \text{ KN} \rightarrow M^{\text{cor}} = 7.3217 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{ELU})$

$b=70 \text{ cm}, h=70 \text{ cm}, d = 67 \text{ cm}$

Situation courante:  $\gamma_b = 1.5$  et  $\gamma_s = 1.15$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.26 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} > (0.337h - 0.81d')b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 888.7681 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 0.8751 \text{ MN.m} < (0.337h - 0.81d')b \cdot h \cdot f_{bu} = 1.47 \text{ MN.m}$$

Donc la section est Partiellement Comprimée (SPC), le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.8887}{0.7 \times 0.67^2 \times 14.2} = 0.1991 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0.$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.2801 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - (0.4 \times 0.2801)) = 0.5949 \text{ m} \\ f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{0.8887}{0.5949 \times 348} = 42.92 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion simple :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -36.23 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2.$$

Calcul de  $A_{\min}$  :

$$A^{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.7 \times 0.67 \times 2.1}{400} = 5.66 \text{ cm}^2.$$

$A^{\min} > A \Rightarrow$  on ferraille avec le  $A_{\min}$ .

2) 2<sup>ème</sup> cas:  $M^{\max} = 306.6571 \text{ KN.m} \rightarrow N^{\text{cor}} = 1218.052 \text{ KN} \dots\dots (\text{accidentelle})$

$b=70 \text{ cm}, h=70 \text{ cm}, d = 67 \text{ cm}$

Situation accidentelle:  $\gamma_b = 1.15$  et  $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = 25.17 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} > (0.337h - 0.81d') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u(d - \frac{h}{2}) = 696.4171 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 0.0831 \text{ MN.m} < (0.337 h - 0.81 d') b \cdot h \cdot f_{bu} = 1.47 \text{ MN.m}$$

Donc la section est Partiellement Comprimée (SPC), le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

Avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.6964}{0.7 \times 0.67^2 \times 18.48} = 0.1199 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0.$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.1601 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.67(1 - (0.4 \times 0.1601)) = 0.6270 \text{ m} \\ f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$



$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{0.6964}{0.6270 \times 400} = 27.76 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -2.69 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2.$$

$A^{\min} > A \Rightarrow$  on ferraille avec le  $A_{\min.} = 5.66 \text{ cm}^2$

**3) 3<sup>ème</sup> cas:  $N^{\min} = -415.689 \text{ KN} \rightarrow M^{\text{cor}} = 40.5641 \text{ KN.m}$  ..... (accidentelle)**

$b=70 \text{ cm}$ ,  $h=70 \text{ cm}$ ,  $d = 67 \text{ cm}$

Situation accidentelle:  $\gamma_b = 1.15$  et  $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = 9.7582 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section.

$N$  (tractions) et le centre de pression est à l'intérieur de la section.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10} \times (d - d')} \\ A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10} \times (d - d')} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} \\ e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = 0.4175 \text{ m} \\ e_2 = (d - d') - e_1 = 0.2225 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10} \times (d - d')} = \frac{415.689 \times 10^{-3} \times 0.2225}{400 \times (0.67 - 0.03)} = 3.61 \text{ cm}^2 \\ A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10} \times (d - d')} = \frac{415.689 \times 10^{-3} \times 0.4175}{400 \times (0.67 - 0.03)} = 6.77 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{\min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.7 \times 0.7 \times 2.1}{400} = 25.72 \text{ cm}^2.$$

$$\begin{cases} A_1 < A_{\min} \\ A_2 < A_{\min} \end{cases} \Rightarrow \text{On ferraille avec le } A_{\min} = 25.72 \text{ cm}^2$$

Des trois cas précédemment cités, on adoptera le  $A_{\min}$  du 3<sup>ème</sup> cas qui est égal à 25.72 cm<sup>2</sup> pour le ferrailage

De la même manière pour le reste des étages, on aura les résultats suivants :

**Tableau V. 9.**Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Sous-sol et RDC	70×70	25.72	39.2	39.45	8HA20+6HA16+2HA12
Etage 1 et 2	65×70	23.88	36.4	36.7	12HA16+4HA20
Etage 3 et 4	65×65	5.59	33.8	34.24	10HA14+6HA20
Etage 5 et 6	60×65	5.16	31.2	32.17	16HA16
Etage 7 et 8	60×60	4.74	28.8	29.35	10HA16+6HA14
Etage 9 et 10	55×60	17.32	26.4	26.9	10HA16+6HA12
Etage 11 et toiture	55×55	3.97	24.2	24.63	16HA14

#### V.3.4.2.ferrailage transversal

Les armatures transversales sont déterminées selon les recommandations du **RPA99/2003**, les résultats seront résumés dans le tableau ci-après :

- **Exemple de calcul**

On prend l'exemple de calcul du poteau **RDC (70×70)cm<sup>2</sup>** :

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \left( \frac{0.7 \times 4.25}{0.7} \right) = 4.25 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

- **Espacement**

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15\text{cm}) = \text{min} (12\text{cm}, 15\text{cm}) = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante :  $t \leq 15 \phi_l = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- **Quantité d'armature minimale**

$$\lambda_g \geq 5, A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b)$$

$$\lambda_g \leq 3, A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b)$$

$$\text{On a : } 3 \leq \lambda_g = 4.25 \leq 5$$

Après interpolation on aura :  $A_t^{\min} = 5.11 \text{ cm}^2$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul :

**Tableau V. 10.** Armatures transversales dans les poteaux.

Section (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	λ <sub>g</sub>	h <sub>1</sub> (cm)	t (cm)	A <sup>t</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>min</sup>	A <sub>t</sub> <sup>adoptée</sup>	barres
(70×70)	215.876	4.25	0.7	10	2.89	5.11	5.72	6HA10+2HA8
(65×70)	147.56	3.29	0.7	10	1.97	5.09	5.15	4HA8+4HA10

(65×65)	148.727	3.29	0.65	10	2.14	4.72	5.15	4HA8+4HA10
(60×65)	127.303	3.57	0.65	10	1.83	4.27	4.71	6HA10
(60×60)	102.39	3.57	0.6	10	1.59	3.94	4.59	6HA8+2HA10
(55×60)	72.872	3.89	0.6	10	1.13	3.46	4.59	6HA8+2HA10
(55×55)	54.637	3.89	0.55	10	0.93	3.17	4.59	6HA8+2HA10

### V.3.5 Vérifications

#### V.3.5.1. Vérification au flambement

D'après le **CBA93 (Article B.8.8.1)** Le poteau doit être vérifié à l'état limite de stabilité de forme (flambement).

La vérification suivante est indispensable :

$$Nu \leq Nd = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :  $B_r = (b-2) \times (h-2) \text{ cm}^2$  : section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la même manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au chapitre II (II.8.1.2.2.). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 11.** Vérification du flambement dans les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$\lambda$	$\alpha$	As (cm <sup>2</sup> )	Br (m <sup>2</sup> )	Nu ≤ Nd		obs
						Nu	Nd	
RDC	(70×70)	13.51	0.825	39.45	0.4624	2754.52	8196.487	Vérifiée

<b>Etage 1 et 2</b>	<b>(65×70)</b>	10.11	0.836	36.7	0.4284	2581.95	7699.438	Vérifiée
<b>Etage 3 et 4</b>	<b>(65×65)</b>	10.11	0.836	34.24	0.3969	1997.04	8540.956	Vérifiée
<b>Etage 5 et 6</b>	<b>(60×65)</b>	10.95	0.833	32.17	0.3654	1538.47	7885.623	Vérifiée
<b>Etage 7 et 8</b>	<b>(60×60)</b>	10.95	0.833	29.35	0.3364	1099.01	6039.665	Vérifiée
<b>Etage 9 et 10</b>	<b>(55×60)</b>	11.95	0.830	26.9	0.3074	677.086	5501.443	Vérifiée
<b>Etage 11 et toiture</b>	<b>(55×55)</b>	11.95	0.830	24.63	0.2809	286.801	5028.594	Vérifiée

### V.3.5.2. Vérification des contraintes

Vu que la fissuration est peu nuisible, on fera la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement.

- **Exemple de calcul**

- 1) **Poteaux Sous-sol et RDC(70×70)**

$$e_G = \frac{M^{ser}}{N^{ser}} = \frac{131.8412}{2011.632} = 0.065\text{m} < \frac{h}{6} = \frac{0.7}{6} = 0.116\text{ m}$$

$N^{ser}$  (compression) et le centre de pression est à l'intérieur de la du noyau central  $\Rightarrow$ SEC

D'après nos calculs précédentson a :

$$S = b \times h + 15A = (0.7 \times 0.7) + 15 \times 39.45 \times 10^{-4} = 0.5491\text{ cm}^2$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{H}{2} - v \right) = 131.8412 - (2011.632 \times \left( \frac{0.7}{2} - 0.67 \right)) = 0.2010\text{ MN.m.}$$

$$V = \frac{1}{S} \cdot \left( \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 Ad \right) = \frac{1}{0.5491} \left( \frac{0.7 \times 0.7^2}{2} + 15 \times 39.45 \times 10^{-4} \times 0.67 \right) = 0.3844\text{m.}$$

$$V' = h - V = 0.7 - 0.3844 = 0.3156 \text{ m}$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A(d - v)^2$$

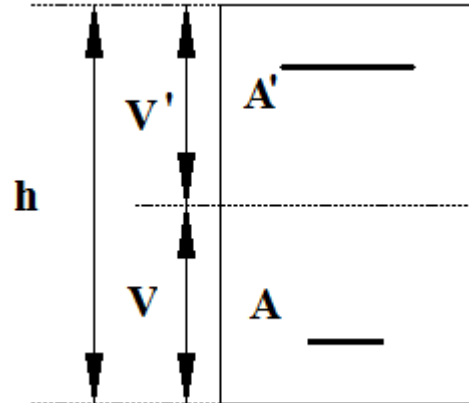


Figure V. 5. Section d'un poteau.

$$I_{yy'} = \frac{0.7}{3} (0.3844^3 + 0.3156^3) + 15 \times 39.45 \times 10^{-4} (0.67 - 0.3844)^2 = 0.0254 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} = \frac{2011.632 \times 10^{-3}}{0.5491} + \frac{0.2010 \times 0.3844}{0.0254} = 6.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} = \frac{2011.632 \times 10^{-3}}{0.5491} - \frac{0.2010 \times 0.3156}{0.0254} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = 6.7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc2} = 1.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

2) Poteaux 11<sup>ème</sup> étage et toiture (55×55)

$$e_G = \frac{M^{ser}}{N^{ser}} = \frac{60.4757}{210.841} = 0.286 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0.55}{6} = 0.0916 \text{ m}$$

$N^{ser}$  (compression) et le centre de pression est en dehors du noyau central  $\Rightarrow$  SPC

$$\begin{cases} e_G = 0.2868 \text{ m} \\ y_c = \frac{h}{2} = 0.275 \text{ m} \end{cases}$$

$N^{ser}$  (compression)  $\rightarrow C = e_G - y_c = -0.0118 \text{ m}$  (avec  $C < 0$  et  $y_c > 0$ )

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots\dots\dots(1)$$

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

$$(A' = 0) \Rightarrow \begin{cases} p = 0.2139 \text{ m}^2 \\ q = -0.1139 \text{ m}^3 \end{cases}$$

On a :  $4p^3 + 27q^2 = 0.3894 > 0 \Rightarrow$  une seule racine avec :  $p > 0$  et  $q < 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 0.0144$$

$$t = (\sqrt{\Delta} - q) = (0.1200 + 0.1139) = 0.2339$$

$$z = t^{1/3} = (0.2339)^{1/3} = 0.6161$$

$$y_c = z - \frac{p}{3z} = 0.6161 - \frac{0.2139}{3 \times 0.6161} = 0.5003 \text{ m}$$

$$y = y_c + c = 0.5003 - 0.0118 = 0.4885 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{0.55 \times 0.4885^2}{2} - (15 \times 24.63 \times 10^{-4} (0.52 - 0.4885)) = 0.0644 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} = \frac{210.841 \times 10^{-3} \times 0.4885}{0.0644} = 1.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

Le tableau suivant résume les résultats du calcul dans le reste des poteaux :

**Tableau V. 12.** Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	Sous-sol et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9 et 10
Section	(70×70)	(65×70)	(65×65)	(60×65)	(60×60)	(55×60)
d (cm)	0.67	0.67	0.62	0.62	0.57	0.57
A (cm <sup>2</sup> )	39.45	36.7	34.24	32.17	29.35	26.9
V (cm)	38.44	38.45	35.68	35.66	32.94	32.94
V' (cm)	31.56	31.55	29.32	29.34	27.06	27.06
I <sub>yy</sub> ' (m <sup>4</sup> )	0.0254	0.0236	0.0188	0.0173	0.0136	0.0125
N <sup>ser</sup> (KN)	2011.632	1819.862	1460.016	1124.872	803.557	495.783
M <sup>ser</sup> (KN.m)	131.8412	41.9054	29.5491	28.6903	31.4667	30.1442
M <sup>ser</sup> <sub>G</sub> (KN.m)	0.2010	0.1046	0.0759	0.0642	0.0550	0.0447
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	6.7	5.27	4.52	4.56	3.32	2.51
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	1.16	2.16	1.89	2.05	0.89	0.3712
observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée



### V.3.5.3. Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le **RPA99/2003 (article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad (7.3)$$

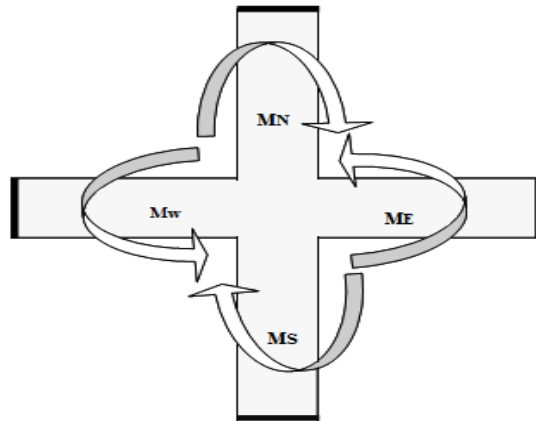
$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \cdot d}$$

**Tableau V. 13.** Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.

Niveaux	Sous-sol et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9 et 10	Etage 11 et toiture
section (cm <sup>2</sup> )	(70×70)	(65×70)	(65×65)	(60×65)	(60×60)	(55×60)	(55×55)
lf (cm)	2.73	1.897	1.897	1.897	1.897	1.897	1.897
$\lambda$	4.25	3.29	3.29	3.57	3.57	3.89	3.89
$\rho_d$	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
d (cm)	0.67	0.67	0.62	0.62	0.57	0.57	0.52
V <sub>d</sub> (KN)	215.876	147.56	148.727	127.303	102.39	72.872	54.637
$\tau_{bu}$ (MPa)	0.4602	0.3388	0.3690	0.3422	0.2993	0.2324	0.1910
$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	1	1	1	1	1	1	1
observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

#### V.3.5.4. Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99/2003 (articles 7.6.2)** exige de vérifier :



$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 (|M_W| + |M_E|)$$

**Figure V. 6.**Schéma de la zone nodale.

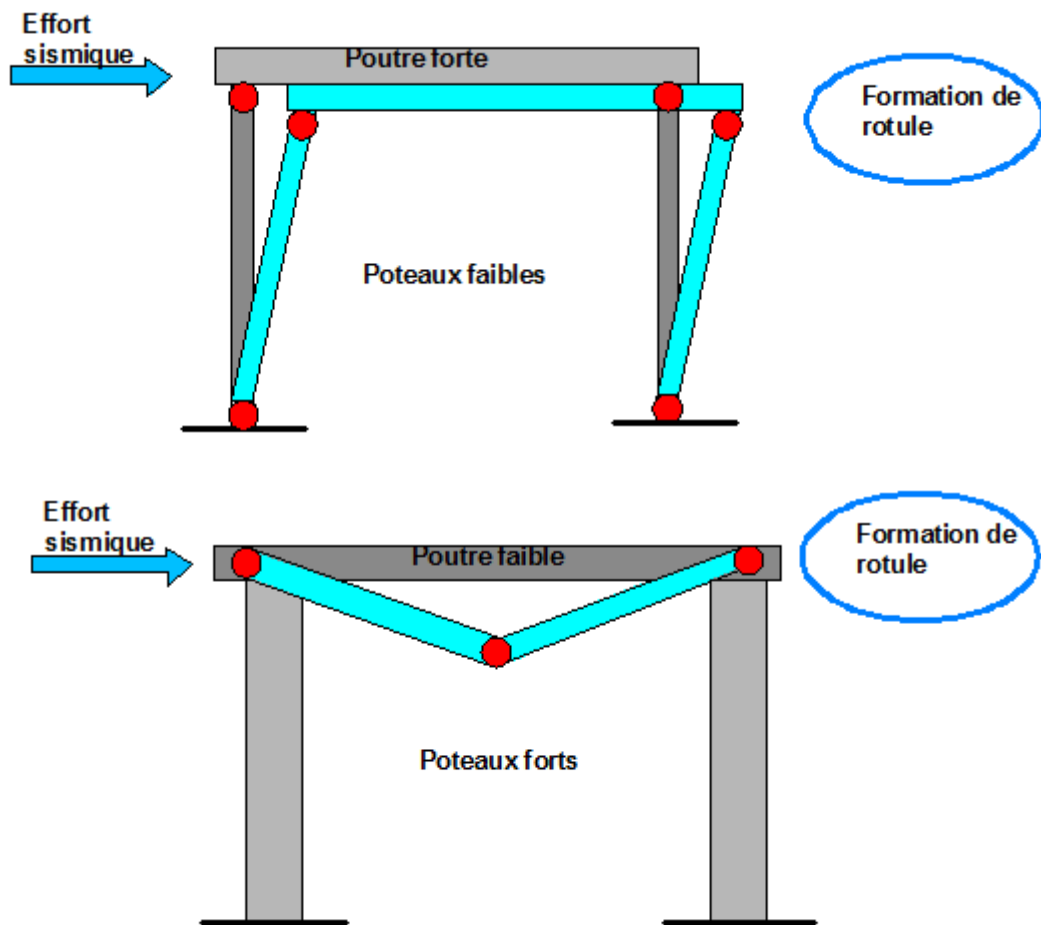


Figure V. 7. Formation de rotules plastiques.

#### a. Détermination de moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton,
- De la qualité d'armatures dans la section,
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = Z \times A \times \sigma_s$$

$$\text{Avec : } Z = 0.9 \times h; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ;$$

$A =$  section d'armature adoptée pour la zone tendue  $\Rightarrow A = (A_s/2)$

**Tableau V. 14.** Les moments résistants dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Sous-sol et RDC	(70×70)	0.63	19.725	432.45
Etage 1 et 2	(65×70)	0.63	18.35	402.30
Etage 3 et 4	(65×65)	0.585	17.12	348.52
Etage 5 et 6	(60×65)	0.585	16.085	327.45
Etage 7 et 8	(60×60)	0.54	14.675	275.77
Etage 9 et 10	(55×60)	0.54	13.45	252.75
Etage 11 et toiture	(55×55)	0.495	12.315	212.13

**b. Détermination des moments résistants dans les poutres :**

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que les poteaux :

**Tableau V. 15.** Les moments résistants dans les poutres.

Niveaux	Type	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Etages	PP	(30×35)	0.315	7.02	76.9532

<b>courants</b>	<b>PS</b>	(30×30)	0.27	7.725	72.5841
<b>Toiture</b>	<b>PP</b>	(30×35)	0.315	4.62	50.6444
	<b>PS</b>	(30×30)	0.27	4.62	43.4095

Tableau V. 16. Vérification de la zone nodale.

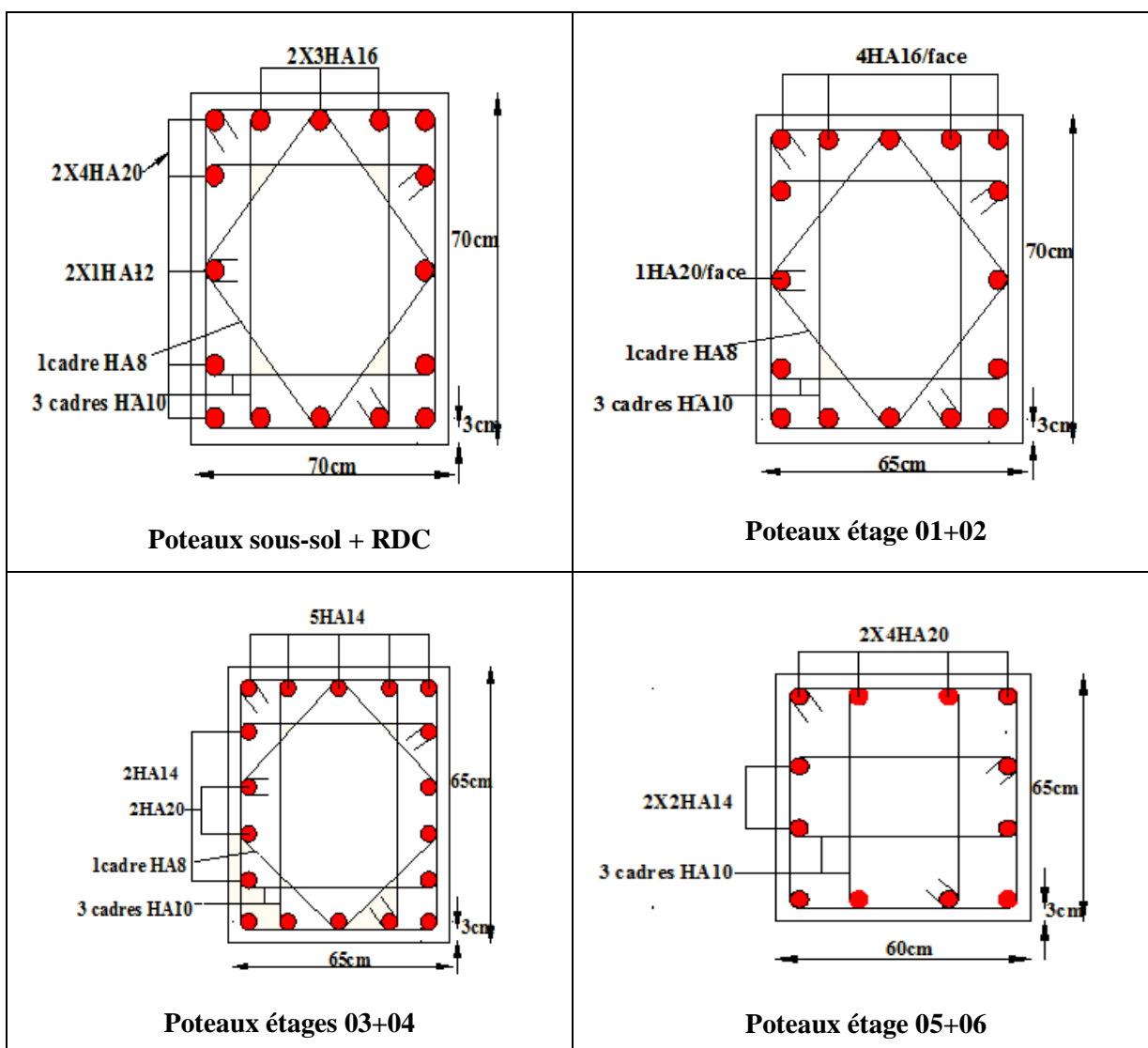
<b>Niv</b>	<b>M<sub>S</sub></b>	<b>M<sub>N</sub></b>	<b>M<sub>S</sub>+M<sub>N</sub></b>	<b>M<sub>WPP</sub>=M<sub>EPP</sub></b>	<b>M<sub>WPS</sub>=M<sub>EPS</sub></b>	<b>1.25 (M<sub>WPP</sub>+M<sub>EPP</sub>)</b>	<b>1.25 (M<sub>WPS</sub>+M<sub>EPS</sub>)</b>	<b>obs</b>
<b>Sous-sol et RDC</b>	432.45	432.45	864.9	76.95	72.58	192.37	181.45	<b>OK</b>
<b>1</b>	432.45	402.30	834.75	76.95	72.58	192.37	181.45	<b>Ok</b>
<b>2</b>	402.30	402.30	804.5	76.95	72.58	192.37	181.45	<b>Ok</b>
<b>3</b>	402.30	348.52	750.82	76.95	72.58	192.37	181.45	<b>Ok</b>
<b>4</b>	348.52	348.52	697.04	76.95	72.58	192.37	181.45	<b>Ok</b>
<b>5</b>	348.52	327.45	675.97	76.95	72.58	192.37	181.45	<b>Ok</b>
<b>6</b>	327.45	327.45	654.9	76.95	72.58	192.37	181.45	<b>Ok</b>
<b>7</b>	327.45	275.77	603.22	76.95	72.58	192.37	181.45	<b>Ok</b>
<b>8</b>	275.77	275.77	551.54	76.95	72.58	192.37	181.45	<b>Ok</b>
<b>9</b>	275.77	252.75	528.52	76.95	72.58	192.37	181.45	<b>Ok</b>
<b>10</b>	252.75	252.75	505.5	76.95	72.58	192.37	181.45	<b>Ok</b>

11	252.75	212.13	464.88	76.95	72.58	192.37	181.45	Ok
Toiture	212.13	212.13	424.26	50.64	43.40	126.6	108.5	Ok

• Conclusion

La vérification des zones nodales est justifiée, donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Les schémas de ferrailage des poteaux sont présentés ci-dessous :



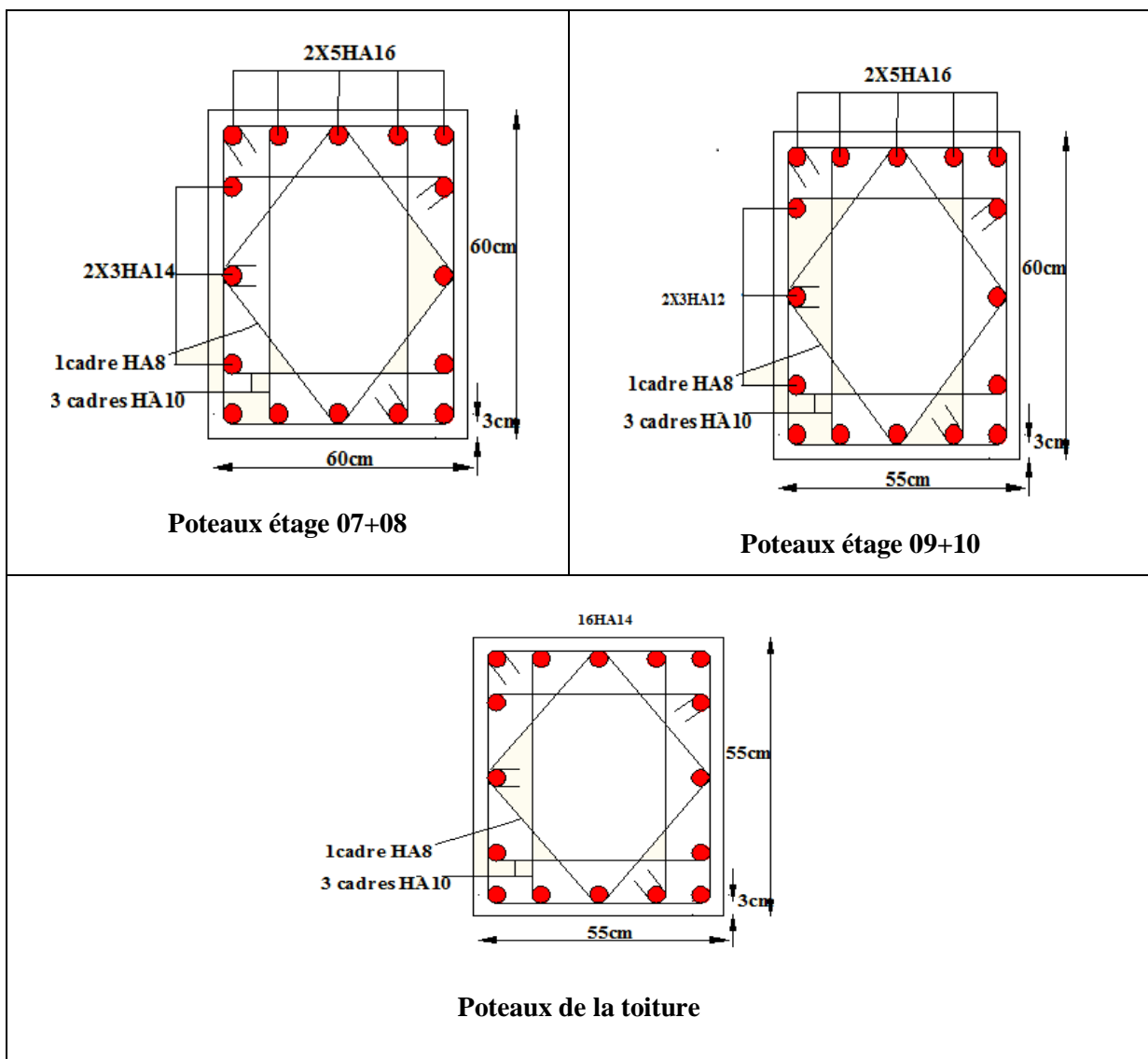


Figure V. 8. Schémas de ferrillage des poteaux.

### V.5. Etude des voiles

Le RAP99/2003 (Article 3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre (4) niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa de moyenne sismicité.

Les voiles peuvent être définis comme des éléments verticaux structuraux destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 70%)

grâce à leur rigidités importantes dans leurs axe fort. Ils sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion,
- Rupture en flexion par effort tranchant,
- Rupture par écrasement ou traction de béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \end{cases}$$

### ***V.5.1.Recommandations RPA99/2003***

#### **➤ Armatures verticales**

Elles reprennent les efforts de flexion et elles sont réparties comme suit

- Les barres verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  

$$A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e \quad \text{avec : } L_t : \text{longueur de la zone tendue}$$

$$e : \text{épaisseur du voile}$$
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $St < e$ .



- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $(L/10)$  de la longueur du voile.

➤ **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 le flambement et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi_l$ .

➤ **Armatures transversales**

Elles sont destinées à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre (4) épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

➤ **Armature de coutures**

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 suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}, \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

➤ **Règles communes (armatures verticales et horizontales) [RPA99/2003 (Art 7.7.4.3)]**

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales)

$A_{\min} = 0.15\%$  de la section du voile, dans la section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$  de la section du voile, dans la zone courante.

$$10\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e (\text{exception faite pour les zones d'about}).$$

- L'espacement :  $St = \min(1.5e, 30 \text{ cm})$ .
- Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $\text{m}^2$ . 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 est possible
  - $10\phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge

### V.5.2. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites du logiciel SAP2000 V14, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 17.** Sollicitations maximales dans le voile Vx6// X-X.

Etage	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{cor}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{cor}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{cor}}$		$V_u$ (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	1217.815	824.9811	824.9811	1217.815	282.142	765.4685	202.359

### V.5.3. Ferrailages

- Calcul du ferrailage sous  $N^{\max}$  et  $M^{\text{cor}}$  (dans ce cas il est de même pour  $M^{\max}$  et  $N^{\text{cor}}$ )

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ).

On a:  $L = 2 \text{ m}$ ,  $d = 1.95 \text{ cm}$ ,  $e = 0.2 \text{ m}$

$$N^{\max} = 1217.815 \text{ KN}, \quad M^{\text{cor}} = 824.9811 \text{ KN.m}$$

Situation accidentelle:  $\gamma_b = 1.15$ ,  $\gamma_s = 1$ ,  $f_{bu} = 18.48 \text{ MN.m}$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.67 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} > (0.337h - 0.81d')b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.9819 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 0.332 \text{ MN.m} < (0.337h - 0.81d')b \cdot h \cdot f_{bu} = 3.598 \text{ MN.m}$$

Donc la section est Partiellement Comprimée (SPC), le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.9819}{0.2 \times 1.95^2 \times 18.48} = 0.1410 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0.$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.1908 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.95(1 - (0.4 \times 0.1908)) = 1.8011m \\ f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{1.9819}{1.8011 \times 400} = 27.50 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion simple :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -2.94 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2.$$

Calcul de  $A_{\min}$  :

$$A^{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.2 \times 1.95 \times 2.1}{400} = 4.7 \text{ cm}^2.$$

$A^{\min} > A \Rightarrow$  on ferraille avec le  $A_{\min}$ .

- Calcul du ferrailage sous  $N^{\min}$  et  $M^{\text{cor}}$

$$N^{\min} = 282.142 \text{ KN}, \quad M^{\text{cor}} = 765.4685 \text{ KN.m}$$

Situation accidentelle :  $\gamma_b = 1.15$ ,  $\gamma_s = 1$ ,  $f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$

$$e_G = \frac{M}{N} = 2.71 \text{ m} > \frac{l}{2} = 1 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression est en dehors de la section.}$$

Donc la section est Partiellement Comprimée (SPC), le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.0335 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.0335}{0.2 \times 1.95^2 \times 18.48} = 0.0735 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0.$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.0955 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.95(1 - (0.4 \times 0.0955)) = 1.8755 \text{ m} \\ f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{1.0335}{1.8755 \times 400} = 13.77 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion simple :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 6.72 \text{ cm}^2$$

Calcul de  $A_{\min}$  :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.2 \times 1.95 \times 2.1}{400} = 4.7 \text{ cm}^2.$$

$A > A_{\min} \Rightarrow$  on ferraille avec le  $A_{\text{cal}}$

D'après les cas calculés, on adopte un  $A_{cal}$  égal à :  $A_{cal} = 6.72 \text{ cm}^2$

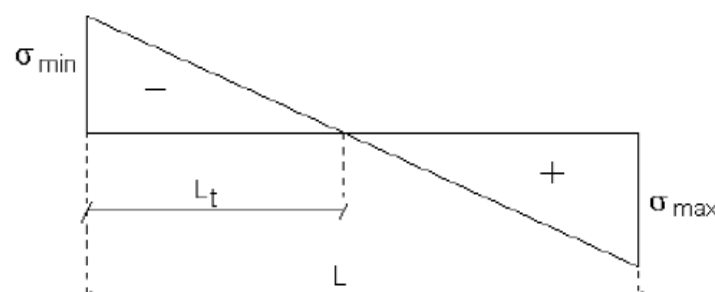
- **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le **RPA99/2003** on a :

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 0.2 \times 2 = 6 \text{ cm}^2$$

- **Longueur de la partie tendue  $L_t$**

$$A_{min}^{tendue} = 0.2\% \times b \times l_t$$

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$


**Figure V. 9.** Schéma des contraintes.

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{1217.815 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2} + \frac{824.9811 \times 10^{-3}}{0.1333} \times 1 = 9.2318 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{1217.815 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2} - \frac{824.9811 \times 10^{-3}}{0.1333} \times 1 = -3.1428 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = \frac{3.1428 \times 2}{9.1218 + 3.1428} = 0.508 \text{ m}$$

$$A_{min}^{tendue} = 0.2\% \times 0.2 \times 0.508 = 2.03 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% \times b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 2 - (2 \times 0.508) = 0.984 \text{ m}$$

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% \times b \times l_c = 0.1\% \times 0.2 \times 0.984 = 1.96 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(15e; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On opte pour un  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

- **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales sont calculées comme suit :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times s_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 202.359 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.95} = 0.7264 \text{ MPa}$$

- **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(15e; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On opte pour un  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times s_t}{0.8 \times f_e} = \frac{0.7264 \times 0.2 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^h = 0.15\% \times b \times S_t = 0.15\% \times 0.2 \times 0.2 = 0.6 \text{ cm}^2$$

$A_h > A_{min}^h$  : on ferraille avec le  $A_h$ .

- **Choix des barres**

$$A_{cal} = 6.72 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{adopté}^{totale} = 4\text{HA}14 + 2\text{HA}10 = 7.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{comp} = 1.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{adopté}^{comp} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 0.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{adopté}^h = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants résument les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles les plus sollicités et on adoptera les mêmes ferrillages pour ceux qui sont similaires (même dimensions).

**Tableau V. 18.** Sollicitations et ferrillage du voile Vx6 dans tous les niveaux.

NIVEAU	Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.2 × 2	0.2 × 2	0.2 × 2	0.2 × 2
N <sup>max</sup> (KN)	1217.815	913.522	690.511	411.266
M <sup>max</sup> (KN.m)	824.9811	73.9486	123.5873	28.9553
V(KN)	202.359	229.482	162.765	124.614
Section	PC	PC	PC	PC
τ(MPa)	0.7264	0.8237	0.5842	0.4473
τ̄(MPa)	5	5	5	5
A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.72	1.58	1.42	1.69
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.7	4.7	4.7	4.7
L <sub>t</sub> (m)	0.508	0	0	0
A <sub>min</sub> <sup>tendue</sup> (cm <sup>2</sup> )	2.03	0	0	0
N <sup>barres/face</sup>	10HA10	10HA8	10HA8	10HA8

$A_{adoptée}^{totale} (cm^2)$	7.85	5.03	5.03	5.03
St (cm)	20	20	20	20
$A_{min}^{comp} (cm^2)$	1.96	4	4	4
$A_{adoptée}^{comp} (cm^2)$	2.51	4.52	4.52	4.52
$N^{barres/face}$	5HA8	4HA12	4HA12	4HA12
$A_{cal}^h (cm^2)$	0.9	0.75	0.53	0.40
$A_{min}^h (cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_{adoptée}^h (cm^2)$	1.01	1.57	1.01	1.01
N <sup>bre</sup> de barres	2HA8	2HA10	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20

➤ **Le voile Vy1**

**Tableau V. 19.**Sollicitations et ferrailage du voile Vy1 dans tous les niveaux.



Niveau	Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×2
N(KN)	1603.974	1152.424	761.278	532.804
M(KNm)	656.1307	357.7344	189.0976	97.1591
V(KN)	144.648	244.704	165.94	102.357
Section	PC	PC	PC	PC
$\tau$ (MPa)	0.52	0.8784	0.56	0.3674
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	8.45	4.3	2.44	0
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.7	4.7	4.7	4.7
$l_t$ (m)	0.1853	0	0.7	0
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	0.74	0	2.43	0
$N^{barres}/face$	6HA14	10HA8	10HA8	10HA8
$A_{adoptée}^{totale}$ (cm <sup>2</sup> )	9.24	5.03	5.03	5.03
St(cm)	20	20	20	20
$A_{min}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )	3.26	4	1.2	4
$A_{Z\ comp}$ (cm <sup>2</sup> )	5.5	5.65	2.51	5.65

$N^{barre}/face$	7HA10	5HA12	5HA8	5HA12
$A_h^{cal}(cm^2)$	0.93	0.80	1.81	0.35
$A_h^{min}(cm^2)$	0.9	0.9	0.9	0.9
$A_h^{adopte}(cm^2)$	1.01	2.26	1.57	1.01
$N^{barre}$	2HA8	2HA12	2HA10	2HA8
St (cm)	20	20	20	20

➤ **Le voile Vy6**

**Tableau V. 20.**Sollicitations et ferrailage du voile Vy6 dans tous les niveaux.

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×1.1	0.2×1.1	0.2×1.1	0.2×1.1
N(KN)	1048.101	820.221	574.863	310.267
M(KNm)	37.016	28.1963	19.0818	16.9794
V(KN)	121.303	77.045	59.9	44.361
Section	PC	PC	PC	PC
$\tau$ (MPa)	0.8	0.51	0.3993	0.2957

$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
$A^{cal}(\text{cm}^2)$	3.27	0	0	0
$A_{min}(\text{cm}^2)$	2.53	2.53	2.53	2.53
$l_t$ (m)	0	0	0	0
$A_{min}^{tendu}(\text{cm}^2)$	0	0	0	0
St(cm)	20	20	20	20
$A_{min}^{comp}(\text{cm}^2)$	2.2	2.2	2.2	2.2
$A_{Z\ comp}(\text{cm}^2)$	3.02	3.02	3.02	3.02
$N^{barre}/face$	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8
$A_h^{cal}(\text{cm}^2)$	1.01	0.64	0.49	0.36
$A_h^{min}(\text{cm}^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopte}(\text{cm}^2)$	1.01	1.01	1.01	1.01
$N^{barre}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20

➤ Schémas de ferrailage des voiles

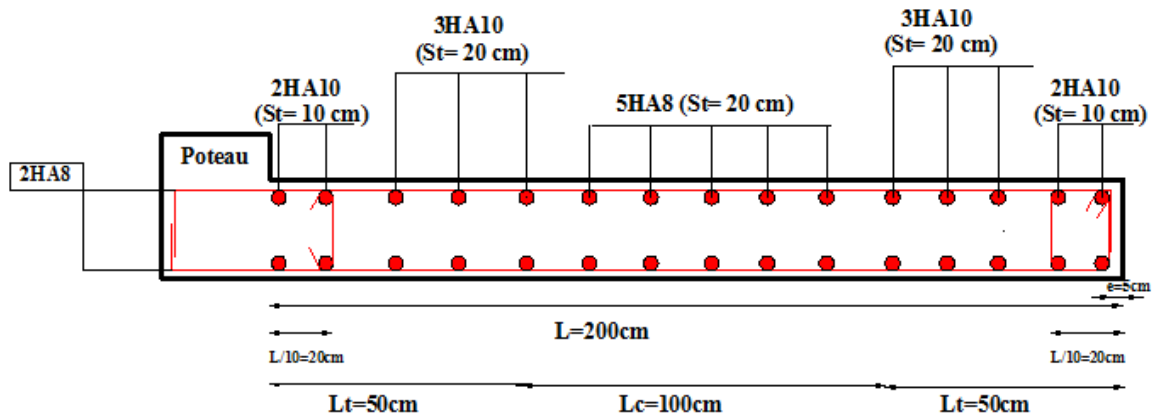


Figure V. 10. Schéma de ferrailage du voile Vx6.

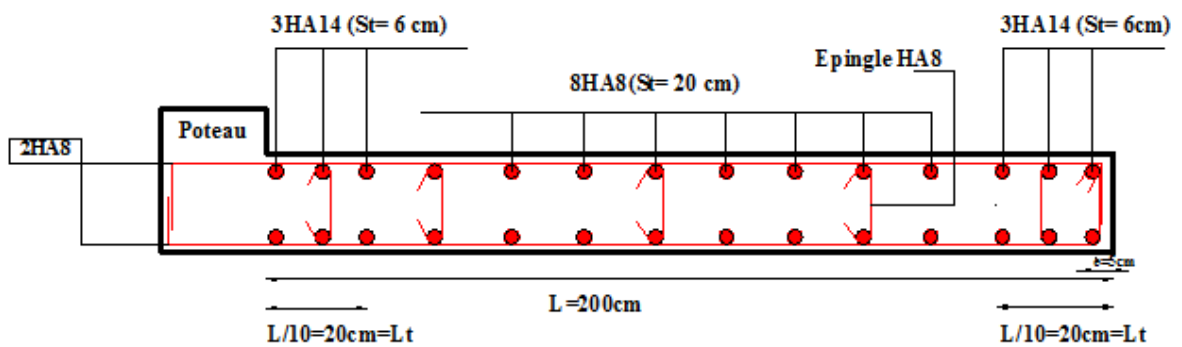


Figure V. 11. Schéma de ferrailage du voile Vy1.

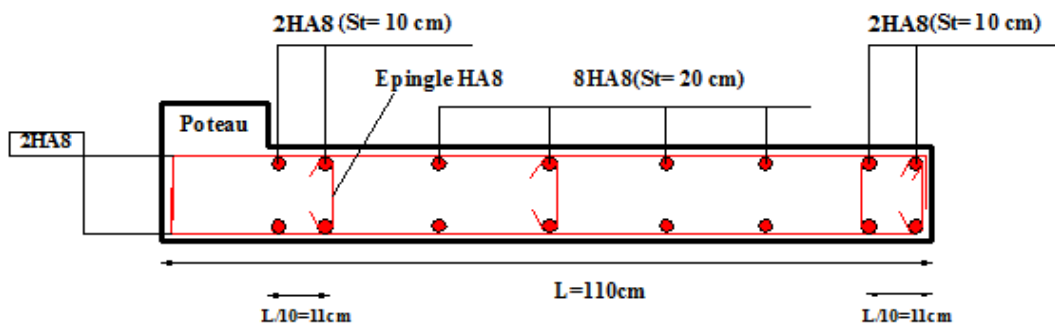


Figure V. 12. Schéma de ferrailage du voile Vy6.

## **Conclusion**

Au terme de ce chapitre nous avons adopté le ferrailage des éléments principaux de tel sorte qu'ils puissent répondre impérativement aux sollicitations. Outre la résistance et l'économie sont des facteurs importants qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et l'acier, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements en vigueur.

# *Chapitre VI*

## VI.1.Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Elles sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques . Soit directement « cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers » ; soit par l'intermédiaire d'autre organes « cas des semelles sur pieux par exemple ». Dans le cas des ouvrages soumis à des charges horizontales ou dans le cas où le bon sol est en profondeur, la fondation doit être encadrée par un système permettant de relier la superstructure à la fondation et assurer l'encastrement de l'ouvrage. Généralement on utilise des voiles périphériques.

Plusieurs types de fondations existent, et le choix se fait on tenant compte des conditions suivantes :

- ✓ Capacité portante du sol d'assise
- ✓ Charges transmises de la superstructure au sol
- ✓ Distances entre les différents points d'appuis
- ✓ Système structural adopté.

## VI.2. combinaisons du calcul

D'après la réglementation parasismique algérienne (**art 10.1.4.1**), le dimensionnement des fondations superficielles se fait sous les combinaisons suivantes :

- ✓  $G + Q \mp E$
- ✓  $0.8G \mp E$
- ✓ ELU
- ✓ ELS

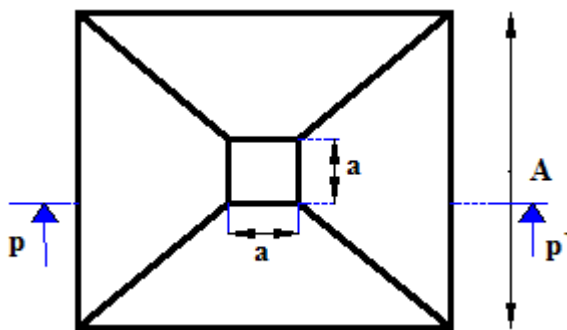
**VI.3. Reconnaissance du sol**

Avec le taux de travail admissible du sol d'assise qui égale à 1.5 bar, il ya lieu de projeter en priorité des fondations superficielles de type :

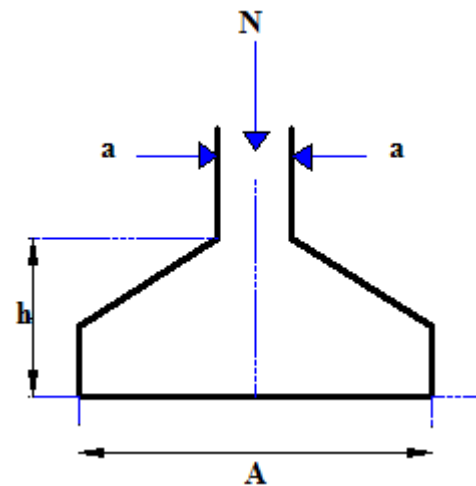
- ✓ Semelle isolée.
- ✓ Semelle filante
- ✓ Radier générale

**VI.4. Choix du type de fondation**

*VI.4.1. Vérification de la semelle isolée*



**Figure VI. 1.**Vue en plan de la semelle



**Figure VI. 2.** Coupe P-P'

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =1,5 bars), sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution; pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots(I)$$

Pour cela on doit vérifier la semelle la plus sollicitée tel que :

N : L'effort normal maximal transmis à la base obtenu par le logiciel SAP, N=3939.474 KN



$S$  : Surface d'appuis de la semelle,  $S=A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol,  $\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, d'où on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{aB}{b} \quad \text{Avec } a \text{ et } b \text{ sont des dimensions du poteau à la base}$$

On remplace  $A$  dans l'équation (I) on trouve :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.7}{0.7} \times \frac{3939.474}{150}} \Rightarrow B \geq 5.1247 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3.7m, on constate qu'il ya un chevauchement des semelles isolées, donc on passe à un autre type.

#### VI.4.2. Vérification de la semelle filante

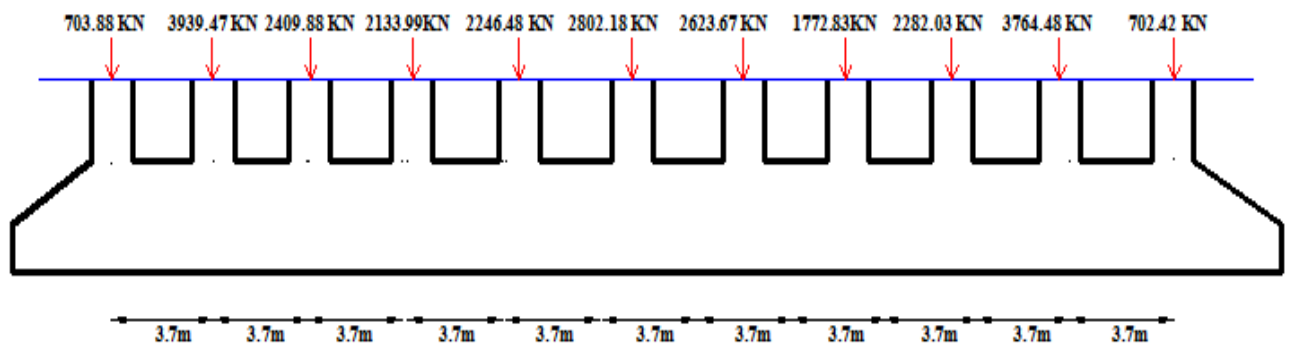


Figure VI. 3.semelle filante.

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui est la plus sollicitée, La surface totale des semelles est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$N_i$ : L'effort normal provenant du poteau << i >> (file 5)

$N_1=703.887 \text{ KN}$ ,  $N_2=3939.474 \text{ KN}$ ,  $N_3=2409.889 \text{ KN}$ ,  $N_4=2133.996 \text{ KN}$

$$N_5=2246.487 \text{ KN}, N_6=2802.183 \text{ KN}, N_7=2623.677 \text{ KN}, N_8=1772.831 \text{ KN}$$

$$N_9=2282.029 \text{ KN}, N_{10}=3764.487 \text{ KN}, N_{11}=702.426 \text{ KN}.$$

$$\sum_{i=1}^{11} N_i = 25381.366 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{25381.366}{150 \times 37} = 4.5732 \text{ m} > 3.7 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 3.7 m, on constate aussi qu'il y'aurait un chevauchement entre les semelles, Donc on opte alors pour un radier général.

### VI.4.3. Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure.

#### VI.4.3.1. Le Prédimensionnement

##### A. La condition de coffrage :

$$\checkmark \text{ Nervure : } h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{380}{10} = 38 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 40 \text{ cm} \dots \dots \dots (a)$$

$$\checkmark \text{ Dalle : } h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{380}{20} = 19 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 30 \text{ cm}$$

$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} = 3.8 \text{ m: la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.} \\ h_t: \text{ hauteur de la nervure.} \\ h_r: \text{ hauteur du radier} \end{array} \right.$

##### B. La condition de rigidité

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \quad \text{Tel que :}$$

- E : Module d'élasticité du béton,  $E=32.164195 \times 10^6$  MPa
- I : Inertie de la section du radier
- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K= 4 \times 10^4$  MPa
- b : La largeur de l'élément considéré (radier).

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 3.8^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 32.164195 \times 10^6}} = 0.5036 \text{m} \dots \dots \dots (b)$$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure  $h_t = 60 \text{cm}$
- ✓ La hauteur du radier  $h_r = 30 \text{cm}$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32.164195 \times 10^6 \times \left(\frac{0.6^3}{12}\right)}{4 \times 10^4}} = 2.75 \text{m}$$

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow 3.8 \text{ m} \leq 4.31 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$N_{ner} = b \times h_t \times \sum L_{ner} \times \gamma_b = 0.7 \times 0.75 \times 589.6 \times 25 = 7738.5 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 119113.619 + 7738.5 = 126852.119$$

$$S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{126852.119}{1.5 \times 100} = 845.680 \text{ m}^2$$

**La surface du bâtiment** : vu la légère complexité de la géométrie de notre structure, nous avons calculés la surface avec une décomposition de forme adéquate (triangles, rectangles, ... etc.)

$$S_{bat} = 1143.1191 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} > S_{rad} \text{ On n'a pas besoins des débords ; on prend } S_{rad} = S_{bat} = 1143.1191 \text{m}^2.$$

### VI.4.3.2. Les vérifications nécessaires

#### 1. Vérification de la contrainte dans le sol

##### ➤ Centre de gravité du radier

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{S_i} \end{cases}$$

A l'aide du programme <GEOSEC>, on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} X_G = 19.8999m, & Y_G = 16.4805m \\ I_x = 88741.140625 m^4, & I_y = 127325.90625 m^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum N_{xi}}{\sum N_i} = \frac{2354410.57}{119113.6} = 19.7660 m \\ Y_t = \frac{\sum N_{yi}}{\sum N_i} = \frac{1963074.39}{119113.6} = 16.4806 m \end{cases}$$

#### 2. Excentricité de la résultante des forces par rapport au centre de la gravité (C.D.G)

$$\begin{cases} e_x = X_G - x_t = 19.8999 - 19.7660909 = 0.13380906 m \\ e_y = Y_G - Y_t = 16.4805 - 16.4806884 = 0.0001884 m \end{cases}$$

#### 3. Les moments engendrés par l'excentricité des forces sismiques

$$\begin{cases} M_x = \sum N_i \times e_y = 119113.6 \times 0.0001884 = 22.440712 KN.m \\ M_y = \sum N_i \times e_x = 119113.6 \times 0.13380906 = 15938.4814 KN.m \end{cases}$$

Avec :

$N_i$  : L'effort normal de chaque poteaux aa la base.

$N_{(x-y)i}$  : L'effort normal de chaque poteaux à la base, fois son centre du gravité

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme, ou la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte du sol, tel que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = 0.15 \text{ MPA} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

➤ **Sens X-X**

Données : N=119.1136 MN, M<sub>x</sub>=0.0224 MN.m, Y<sub>G</sub>=16.4805 m, I<sub>x</sub>=88741.1406 m<sup>4</sup>

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{119.1136}{1143.1191} + \frac{0.0224 \times 16.4805}{88741.1406} = 0.1071 \text{ MPA} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{119.1136}{1143.1191} - \frac{0.0224 \times 16.4805}{88741.1406} = 0.1012 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.1071 + 0.1012}{4} = 0.1056 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Sens Y-Y**

Données : N=119.1136 MN, M<sub>x</sub>=15.9384 MN.m, Y<sub>G</sub> =19.8999 m, I<sub>x</sub>=127325.90625 m<sup>4</sup>

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{119.1136}{1143.1191} + \frac{15.9384 \times 19.8999}{127325.90625} = 0.1066 \text{ MPA} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{119.1136}{1143.1191} - \frac{15.9384 \times 19.8999}{127325.90625} = 0.1017 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3 \times 0.1066) + 0.1017}{4} = 0.1053 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.15 \text{ MPA} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

## 2. vérification de la stabilité au renversement (RPA : article 10.1.5)

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

➤ **Sens X-X**

$$e = \frac{15.9384}{119.1136} \leq \frac{39.8}{4} \Rightarrow e = 0.1338\text{m} \leq 9.95\text{m}$$

➤ **Sens Y-Y**

$$e = \frac{0.0224}{119.1136} \leq \frac{33}{4} \Rightarrow e = 1.8804 \times 10^{-4}\text{m} \leq 8.25\text{m}$$

### 3. vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 1.16 \text{ MPA}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \times 1\text{m} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

$N_d$ : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 119.1136 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{119.1136 \times 3.8}{2 \times 1143.1191} = 0.1979 \text{ MN}$$

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} = \frac{0.1979}{1 \times 1.16} = 0.1706 \text{ m} \Rightarrow \text{soit } d=20\text{cm.}$$

### 4. vérification au poinçonnement BAEL 99(article A.5.2.4.2)

Selon le **BAEL**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_d$  : Effort normal de calcul = 3939.474 KN

$h_t$  : Hauteur total de la dalle du radier

$U_c$  : Périmètre du contour

➤ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau du RDC (70\*70) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A \times B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.7 + 0.6 = 1.3 \\ B = b + h_t = 0.7 + 0.6 = 1.3 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.2 \text{ m}$$

$$N_d = 3.9394 \text{ MN} \leq 0.045 \times 5.2 \times 0.6 \times \frac{14.2}{1.5} = 2.34 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{non vérifier}$$

On doit augmenter la hauteur totale de la dalle du radier, soit  $h_t = 75 \text{ cm}$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.7 + 0.75 = 1.45 \\ B = b + h_t = 0.7 + 0.75 = 1.45 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.8 \text{ m}$$

$$N_d = 3.9394 \text{ MN} \leq 0.045 \times 5.8 \times 0.75 \times \frac{14.2}{1.5} = 4.2554 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

## VI.5. Ferrailage du radier

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier. On le calcul pour une bande de 1 m.

### VI.5.1. Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u$  : l'effort normal ultime donné par la structure.

$$N_{u,cal} = 163923.453 \text{ KN}$$

$$N_{rad} = S \times h_r \times \gamma_b = 1143.1191 \times 0.3 \times 25 = 8573.3932 \text{ KN}$$

$$N_{ner} = b \times h_t \times \sum L_{ner} \times \gamma_b = 0.7 \times 0.75 \times 589.6 \times 25 = 7738.5 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u,cal} + 1.35(N_{rad} + N_{ner})$$

$$N_u = 163923.453 + 1.35(8573.3932 + 7738.5) = 185944.5088 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{185944.5088}{1143.1191} = 162.6641 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 3.8 - 0.7 = 3.1 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 3.7 - 0.7 = 3 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.1}{3} = 0.96 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0401 \times 162.6641 \times 3^2 \\ M_{0y} = 0.9092 \times 56.9029 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 58.7054 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 53.3750 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments corrigés**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 58.7054 = 44.0290 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 53.3750 = 40.0312 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\{M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{0x} = -29.3527 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$

On a:  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 30 \text{ cm}$ ,  $c = 5 \text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ,  $d = 25 \text{ cm}$ .

**1) Exemple : en travée sens X-X**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{44.0290 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25^2 \times 14.2} = 0.0496 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$



$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0.0636 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.2436 \\ A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{44.0290 \times 10^{-3}}{348 \times 0.2436} = 5.19 \times 10^{-4} m^2/ml = 5.03 cm^2/ml \end{cases}$$

De la même manière pour le sens Y-Y et l'appui on obtient les résultats suivants :

**Tableau VI. 1.** Section d'armature du radier.

localisation		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> barres	St (cm)
Travée	X-X	44.0290	5.19	2.448	5.65	5HA12	20
	Y-Y	40.0312	4.7	2.4	5.65	5HA12	20
Appui		-29.3527	3.43	2.448	4.52	4HA12	25

#### VI.5.1.1. Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \rightarrow \begin{cases} A_x^{mn} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0.0008.$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.96)}{2} \times 100 \times 30 = 2.448 cm^2/ml \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 cm^2/ml \end{cases}$$

$A_{cal} > A_{min} \rightarrow$  condition de non fragilité vérifiée, donc on ferraille avec  $A_{cal}$

- **Espacement des armatures**

Fissuration nuisible :

$$St \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } S_{tx} = S_{ty} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{En appui : } St = 25 \text{ cm}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{162.6641 \times 3}{2} \times \frac{3.1^4}{3.1^4 + 3^4} = 129.9872 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{162.6641 \times 3.1}{2} \times \frac{3^4}{3.1^4 + 3^4} = 117.8092 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{129.9872 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 0.52 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

#### VI.5.1.2. Vérification à l'ELS

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$N_{s,cal} = 119113.616 \text{ KN.m}$$

$$N_s = N_{s,cal} + N_{rad} + N_{ner} = 119113.616 + 8573.3932 + 7738.5 = 135425.569 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{135425.569}{1143.1191} = 118.4702 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_s \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 50.5393 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 47.4311 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments corrigés

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 50.5393 = 37.9044 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 47.4311 = 35.5733 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\{M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{0x} = -25.2696 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

- **Les contraintes dans l'acier**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser}(d-y)}{I} < \bar{\sigma}_{st} = 201.6333 \text{ MPa}$$

Les résultats des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI. 2.** Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs	σ <sub>st</sub> (MPa)	Obs
Travée	X-X	37.9044	5.7170	37741.4369	5.74	vérifiée	290.49	Non vérifiée
	Y-Y	35.5733	5.7170	37741.4369	5.38	vérifiée	272.62	Non vérifiée
Appui		-25.2696	5.1837	31267.0897	4.18	vérifiée	240.22	Non vérifiée

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on recalcule à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0,1] \quad ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

- Exemple de calcul

$$M_{ser} = 37.9044 \text{ KN.m}$$

$$\beta = \frac{37.9044 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25^2 \times 201.6333} = 3.0077 \times 10^{-3}$$

Après itérations, on trouve :  $\alpha = 0.2691$

$$A_{st} = \frac{37.9044 \times 10^{-3}}{0.25 \left(1 - \frac{0.2691}{3}\right) 201.6333} = 8.26 \text{ cm}^2$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 3.** Choix du ferrailage et vérifications des contraintes.

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-3}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	N <sup>bre</sup> de barres	St (cm)
Travée	X-X	37.9044	3.0077	0.2691	8.26	9.24	6HA14	18
	Y-Y	35.5733	2.8228	0.2618	7.73	7.92	7HA12	15
Appui		-25.2696	2.0051	0.2246	5.42	5.65	5HA12	20

- Vérification des espacements

$$\text{Travée : } \begin{cases} \text{Selon X - X : St} \leq \begin{cases} \min(2.5h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/6 = 16.67 \text{ cm} \end{cases} \\ \text{Selon Y - Y : St} = 15 \text{ cm} < \min(3h_r, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Appuis : St} \leq \begin{cases} \min(2.5h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/5 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Le schéma de ferrailage du radier est illustré dans la figure suivante :

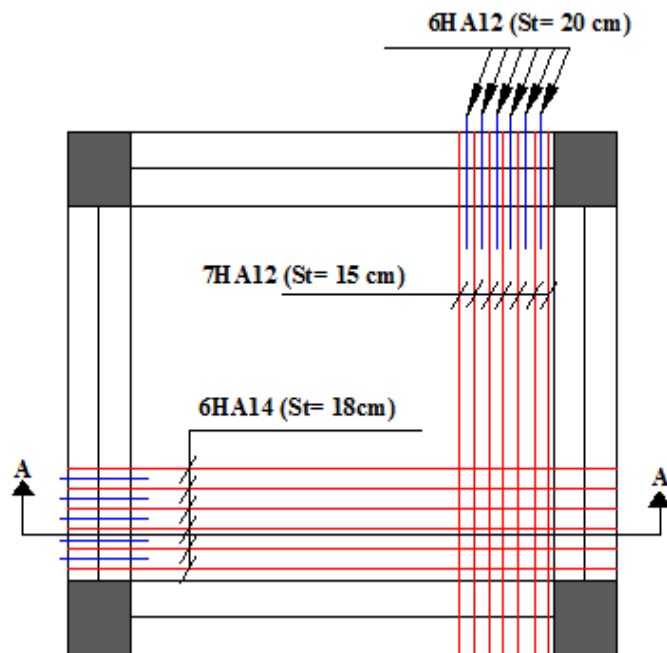


Figure VI. 4. Ferrailage d'un panneau de radier.

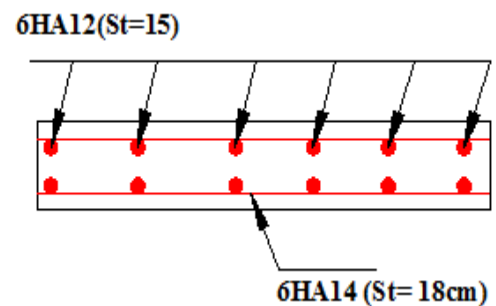


Figure VI. 5. Coupe A-A

## VI.6. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture (voire figure VI.6), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

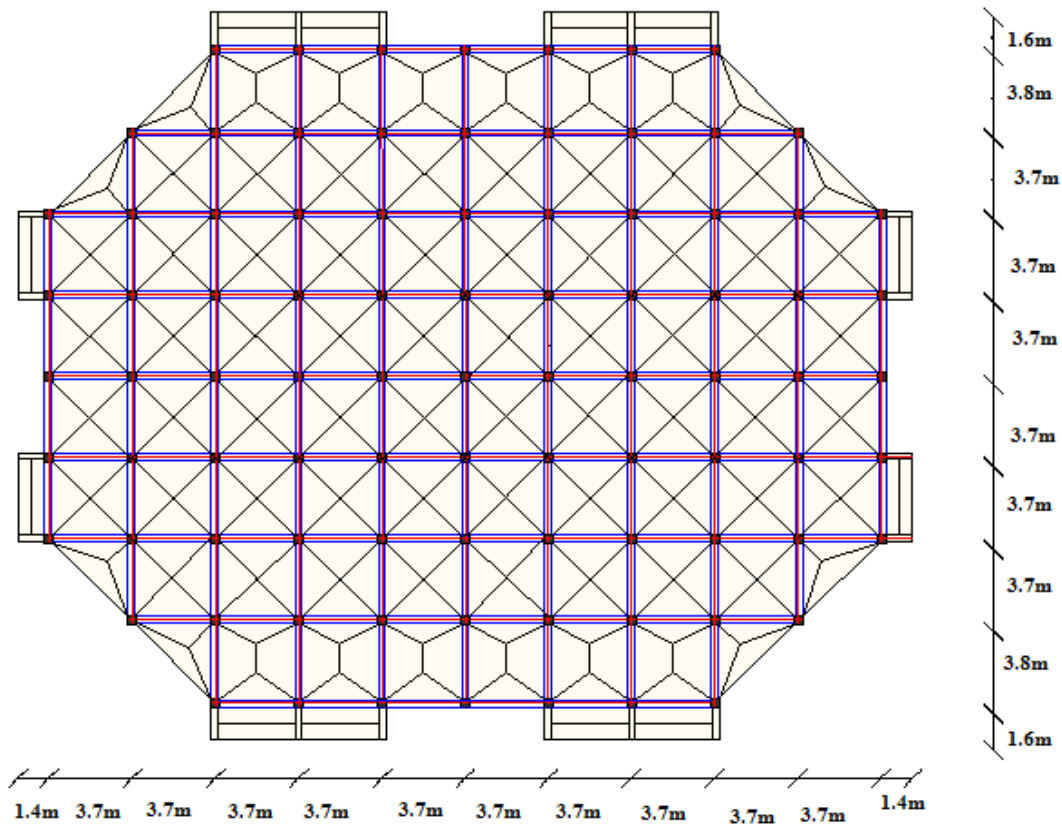


Figure VI. 6.Schéma des lignes de ruptures du radier

**VI.6.1.A l'ELU**

**1) Charges triangulaires**

$P_m' = P_v' = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$  : dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times L_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times L_x \end{cases} \quad \text{: Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

**2) Charges trapézoïdales**

$$\begin{cases} P_m = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right] \\ P_v = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{3}\right) L_{xd} \right] \end{cases}$$

- $P_m$  : charge uniforme qui donne le même moment maximal que la charge réelle
- $P_v$  : charge uniforme qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.
- $\rho = \frac{Lx}{Ly}$
- $P$  : charge répartie sur la surface du radier
  - Sens X-X

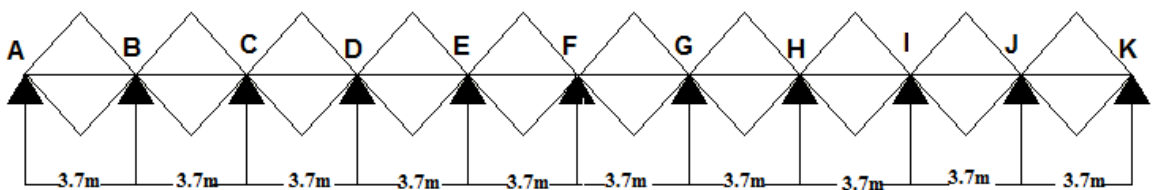


Figure VI. 7. Schéma statique de la nervure selon le sens X-X.

- Charges triangulaires

$$Qu = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$$N_u = N_{s,cal} + 1.35(N_{rad}) = 163923.453 + 1.35(8573.3932) = 175497.5338 \text{ KN}$$

$$Qu = \frac{175497.5338}{1143.1191} = 153.5251 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times L_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times L_x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times 153.5251 \times 3 \\ q_v = \frac{1}{2} \times 153.5251 \times 3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_m = 307.0502 \text{ KN/m} \\ q_v = 230.2876 \text{ KN/m} \end{cases}$$

(Avec  $L_x$  pris entre nu d'appui)

$$P_{ner} = (h_t \times b_p \times \gamma_b) = (0.75 \times 0.7 \times 25) = 13.125 \text{ KN/m}$$

$$P'_m = q_m + P_{ner} = 307.0502 + 13.125 = 320.1752 \text{ KN/m}$$

$$P'_v = q_v + P_{ner} = 230.2876 + 13.125 = 243.4126 \text{ KN/m}$$

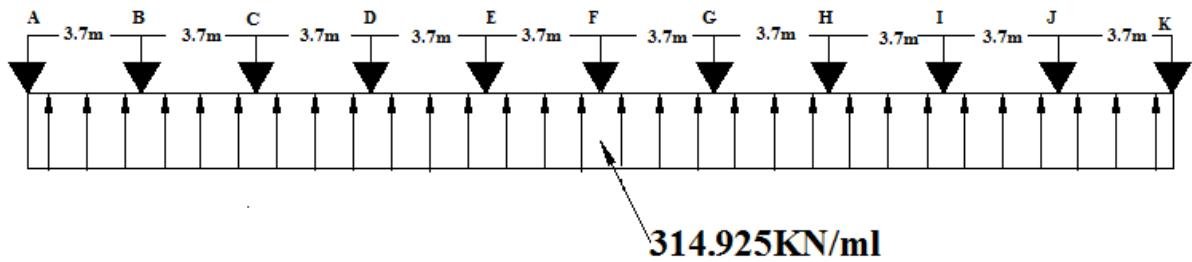


Figure VI. 8.Schéma équivalent de la nervure selon le sens X-X

• Sens Y-Y

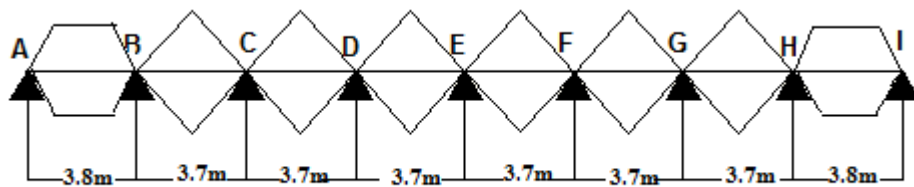


Figure VI. 9.Schéma statique de la nervure selon le sens Y-Y.

- Charges triangulaires

$$Qu = \frac{Nu}{S_{rad}}$$

$$Nu = N_{s,cal} + 1.35(N_{rad}) = 163923.453 + 1.35(8573.3932) = 175497.5338 \text{ KN}$$

$$Qu = \frac{175497.5338}{1143.1191} = 153.5251 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times L_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times L_x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times 153.5251 \times 3 \\ q_v = \frac{1}{2} \times 153.5251 \times 3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_m = 307.0502 \text{ KN/m} \\ q_v = 230.2876 \text{ KN/m} \end{cases}$$

(Avec  $L_x$  pris entre nu d'appui)

$$P_{ner} = (h_t \times b_p \times \gamma_b) = (0.75 \times 0.7 \times 25) = 13.125 \text{ KN/m}$$

$$P'_m = q_m + P_{ner} = 307.0502 + 13.125 = 320.1752 \text{ KN/m}$$

-  $P'_v = q_v + P_{ner} = 230.2876 + 13.125 = 243.4126 \text{ KN/m}$



- Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} P_m = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right] \\ P_v = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{3}\right) L_{xd} \right] \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_m = \frac{153.5251}{2} \left[ \left(1 - \frac{0.97^2}{3}\right) 3.7 + \left(1 - \frac{0.97^2}{3}\right) 3.7 \right] \\ P_v = \frac{153.5251}{2} \left[ \left(1 - \frac{0.97}{3}\right) 3.7 + \left(1 - \frac{0.97}{3}\right) 3.7 \right] \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_m = 389.8856 \text{ KN/m} \\ P_v = 384.3756 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$P'_m = q_m + P_{ner} = 389.8856 + 13.125 = 403.0106 \text{ KN/m}$$

$$P'_v = q_v + P_{ner} = 384.3756 + 13.125 = 397.5006 \text{ KN/m}$$

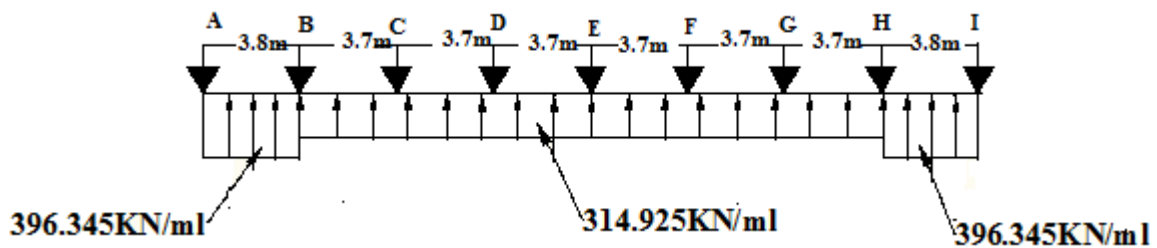


Figure VI. 10. Schéma équivalent de la nervure selon le sens Y-Y.

Les résultants sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 4. Sollicitations dans les nervures à l'ELU selon le sens X-X.

Travée	L (m)	q <sub>m</sub> (KN)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
AB	3.7	320.1752	0	-433.16	1.484	526.46	352.73	333.24	-567.38
BC	3.7	320.1752	-433.16	-330.03	1.938	546.69	167.52	478.18	-422.44
CD	3.7	320.1752	-330.03	-330.03	1.85	547.9	217.87	450.31	-450.31

<b>DE</b>	3.7	320.1752	-330.03	-330.03	1.85	547.9	217.87	450.31	-450.31
<b>EF</b>	3.7	320.1752	-330.03	-330.03	1.85	547.9	217.87	450.31	-450.31
<b>FG</b>	3.7	320.1752	-330.03	-330.03	1.85	547.9	217.87	450.31	-450.31
<b>GH</b>	3.7	320.1752	-330.03	-330.03	1.85	547.9	217.87	450.31	-450.31
<b>HI</b>	3.7	320.1752	-330.03	-330.03	1.85	547.9	217.87	450.31	-450.31
<b>IJ</b>	3.7	320.1752	-330.03	-433.6	1.938	546.69	167.52	422.44	-478.3
<b>JK</b>	3.7	320.1752	-433.6	0	1.484	526.46	352.73	567.5	-333.24

**Tableau VI. 5.**Sollicitations dans les nervures à l'ELU selon le sens Y-Y.

<b>Travée</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b>q<sub>m</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>M<sub>g</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>M<sub>d</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>X<sub>0</sub></b> <b>(m)</b>	<b>M<sub>0</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>M<sub>t</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>V<sub>g</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>V<sub>d</sub></b> <b>(KN)</b>
<b>AB</b>	3.8	403.0106	0	-529.37	1.554	703.31	486.83	615.94	-894.6
<b>BC</b>	3.7	320.1752	-529.37	-330.03	2.018	543.38	122.73	646.2	-538.44
<b>CD</b>	3.7	320.1752	-330.03	-330.03	1.85	547.9	217.87	592.32	-592.32
<b>DE</b>	3.7	320.1752	-330.03	-330.03	1.85	547.9	217.87	592.32	-592.32
<b>EF</b>	3.7	320.1752	-330.03	-330.03	1.85	547.9	217.87	592.32	-592.32
<b>FG</b>	3.7	320.1752	-330.03	-330.03	1.85	547.9	217.87	592.32	-592.32
<b>GH</b>	3.7	320.1752	-330.03	-529.37	1.85	547.9	217.87	538.44	-646.2
<b>HI</b>	3.8	403.0106	-529.37	0	1.554	703.31	486.83	894.6	-615.94

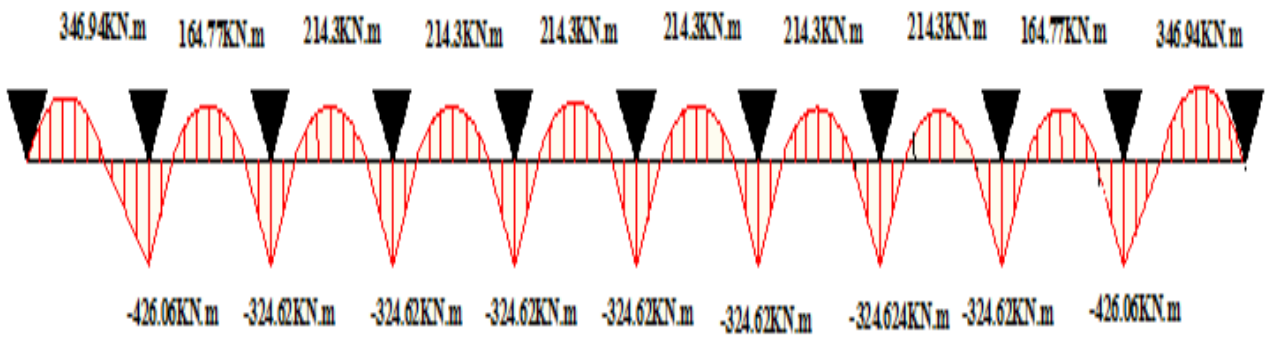


Figure VI. 11. Diagramme des moments de la nervure selon le sens X-X.

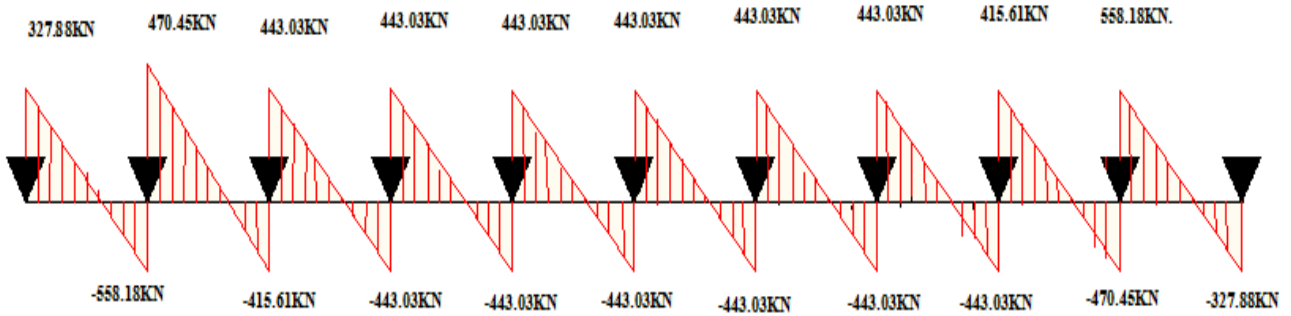


Figure VI. 12. Diagramme des efforts tranchants de la nervure selon le sens X-X.

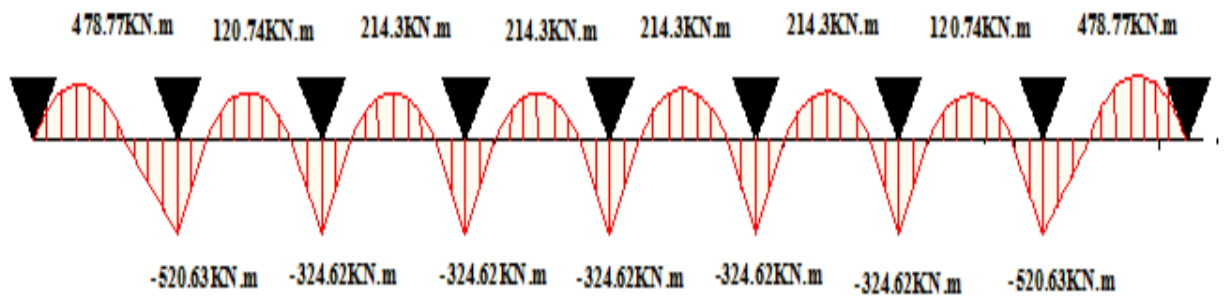


Figure VI. 13. Diagramme des moments de la nervure selon le sens Y-Y.

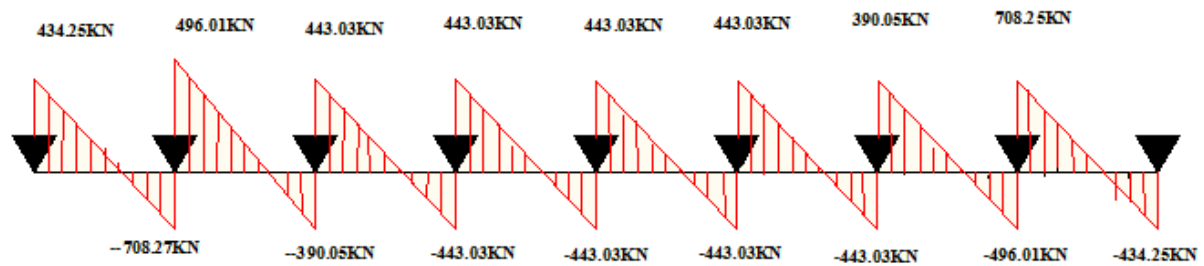


Figure VI. 14. Diagramme des efforts tranchants de la nervure selon le sens Y-Y.

### VI.6.2.A l'ELS

$$Q_s = 111.7002 \text{ KN/m}^2$$

- **Sens X-X**

$$q_m = 223.4 \text{ KN/m}$$

$$P'_m = q_m + P_{\text{ner}} = 223.4 + 13.125 = 236.525 \text{ KN/m}$$

- **Sens Y-Y**

- Charges trapézoïdales

$$q_m = 283.6689 \text{ KN/m}$$

$$P'_m = q_m + P_{\text{ner}} = 283.6689 + 13.125 = 296.7939 \text{ KN/m}$$

- Charges triangulaires

$$q_m = 223.4 \text{ KN/m}$$

$$P'_m = q_m + P_{\text{ner}} = 223.4 + 13.125 = 236.525 \text{ KN/m}$$

Les sollicitations des nervures à l'ELS sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 6. Sollicitation des nervures à l'ELS selon le sens X-X.

Travée	L (m)	$q_m$ (KN)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
AB	3.7	236.525	0	-319.99	1.484	388.91	260.76
BC	3.7	236.525	-319.99	-243.8	1.937	403.86	123.76
CD	3.7	236.525	-243.8	-243.8	1.85	404.75	160.95
DE	3.7	236.525	-243.8	-243.8	1.85	404.75	160.95
EF	3.7	236.525	-243.8	-243.8	1.85	404.75	160.95
FG	3.7	236.525	-243.8	-243.8	1.85	404.75	160.95
GH	3.7	236.525	-243.8	-243.8	1.85	404.75	160.95
HI	3.7	236.525	-243.8	-243.8	1.85	404.75	160.95
IJ	3.7	236.525	-243.8	-319.99	1.763	403.86	123.76
JK	3.7	236.525	-319.99	0	2.216	388.91	260.57

Tableau VI. 7.Sollicitation des nervures à l'ELS selon le sens Y-Y.

Travée	L (m)	$q_m$ (KN)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
AB	3.8	296.7939	0	-390.18	1.554	517.95	358.39
BC	3.7	236.525	-390.18	-243.8	2.063	423.97	91.08

<b>CD</b>	3.7	236.525	-243.8	-243.8	1.85	404.75	160.95
<b>DE</b>	3.7	236.525	-243.8	-243.8	1.85	404.75	160.95
<b>EF</b>	3.7	236.525	-243.8	-243.8	1.85	404.75	160.95
<b>FG</b>	3.7	236.525	-243.8	-243.8	1.85	404.75	160.95
<b>GH</b>	3.7	236.525	-243.8	-390.18	1.737	423.97	113.08
<b>HI</b>	3.8	296.7939	-390.18	0	2.246	517.95	358.39

**VI.6.3.Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T

- **Détermination de la largeur b**

1) **Sens X-X**

On a : h = 0.75 m ; h<sub>0</sub> = 0.3

b<sub>0</sub> = 0.7m ; d = 0.7 m

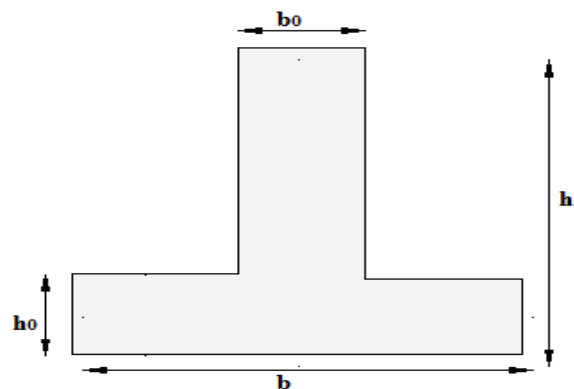


Figure VI. 15.Section de la nervure à ferrailer.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left( \frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10} \right) \dots\dots\dots \text{CBA (art4.1.3)}$$

$$\frac{b-0.7}{2} \leq \min \left( \frac{3.1}{2} ; \frac{3}{10} \right) = \min (1.55 ; 0.3)$$

Donc b= 1.30m

2) **Sens Y-Y**

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right)$$

$$\frac{b-0.7}{2} \leq \min\left(\frac{3}{2}; \frac{3}{10}\right) = \min(1.5; 0.3)$$

Donc  $b = 1.30\text{m}$

**Tableau VI. 8.** Ferrailage des nervures.

localisation		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
X-X	Travée	352.73	14.9	10.6	15.7	5HA16+5HA12
	Appui	-433.16	18.3	5.92	19.16	8HA16+2HA14
Y-Y	Travée	486.83	20.57	10.6	20.61	4HA20+4HA16
	Appuis	529.37	22.4	5.92	22.87	6HA20+2HA16

- **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\Phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min(12; 21.43; 70)$$

Soit  $\Phi_t = 10 \text{ mm}$ .

- **Vérification de l'effort tranchant à L'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$FN \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$\text{Sens X-X : } \tau_u = \frac{558.18 \times 10^{-3}}{1.3 \times 0.7} = 0.6133 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \tau_u = \frac{717.94 \times 10^{-3}}{1.3 \times 0.7} = 0.7889 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification la liaison nervure table vis à vis de Vu**

$$\tau_u = \frac{V_u \left( \frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 d b h_0} = \frac{717.94 \times 10^{-3} \left( \frac{1.3-0.7}{2} \right)}{0.9 \times 0.7 \times 1.3 \times 0.3} = 0.8766 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.8766 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.3333 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

**Tableau VI. 9.** Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	obs
X-X	Travée	260.57	14.2	857337.4	4.321 < 15	vérifier	254.31 > 201.63	Non vérifier
	Appui	-319.99	15.5	1015016.8	4.893 < 15	vérifier	257.63 > 201.63	Non vérifie
Y-Y	Travée	358.39	16.2	1078973.5	5.32 < 15	vérifier	268.93 > 201.63	Non vérifier
	Appui	-390.18	16.7	1176380.9	5.56 < 15	vérifier	264.87 > 201.63	Non vérifier

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS. Les résultats de calcul sont résumés ci-dessous :



Tableau VI. 10. Ferrailage des nervures à l'ELS.

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-3}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2$ )	Nombre des barres
X-X	Travée	260.57	2.0287	0.226	19.97	20.6	4HA20+4HA16
	Appui	-319.99	2.4913	0.248	24.71	25.13	8HA20
Y-Y	Travée	358.39	2.7903	0.26	27.8	29.03	6HA20+2HA16+4HA14
	Appui	-390.18	3.0378	0.27	30.38	30.91	6HA20+6HA16

➤ Les armatures de peau RPA99/2003 (art 7.7.3.3.c)

Pour éviter le risque de fissures, le RPA99/2003 exige de mettre des armatures de peau qui doivent être au total d'un minimum égales :

$$A_p = 0.2\% (b_0 \times h) = 0.2\% (0.7 \times 0.75) = 10.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } 4\text{HA20} = 12.56 \text{ cm}^2$$

Les schémas du ferrailage des nervures sont donnés dans les figures ci-dessous :

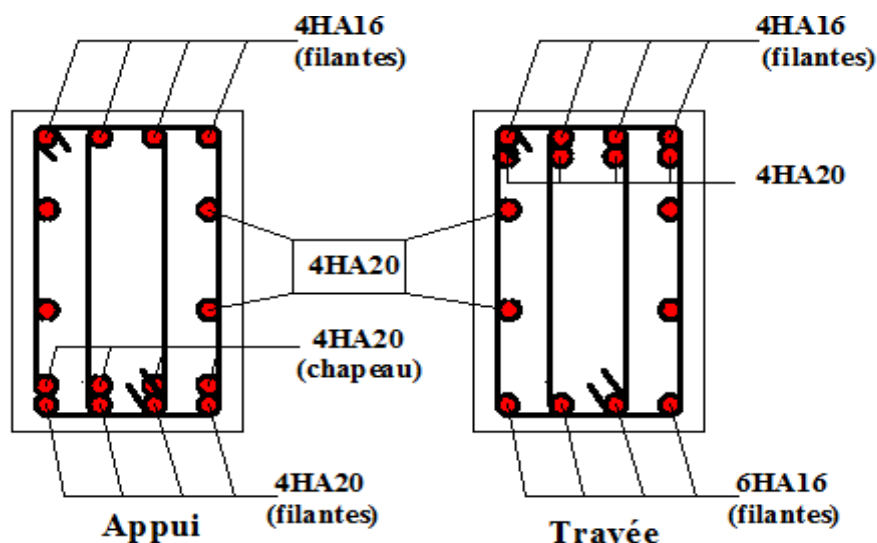


Figure VI. 16. Schéma de ferrailage de la nervure selon le sens X-X.

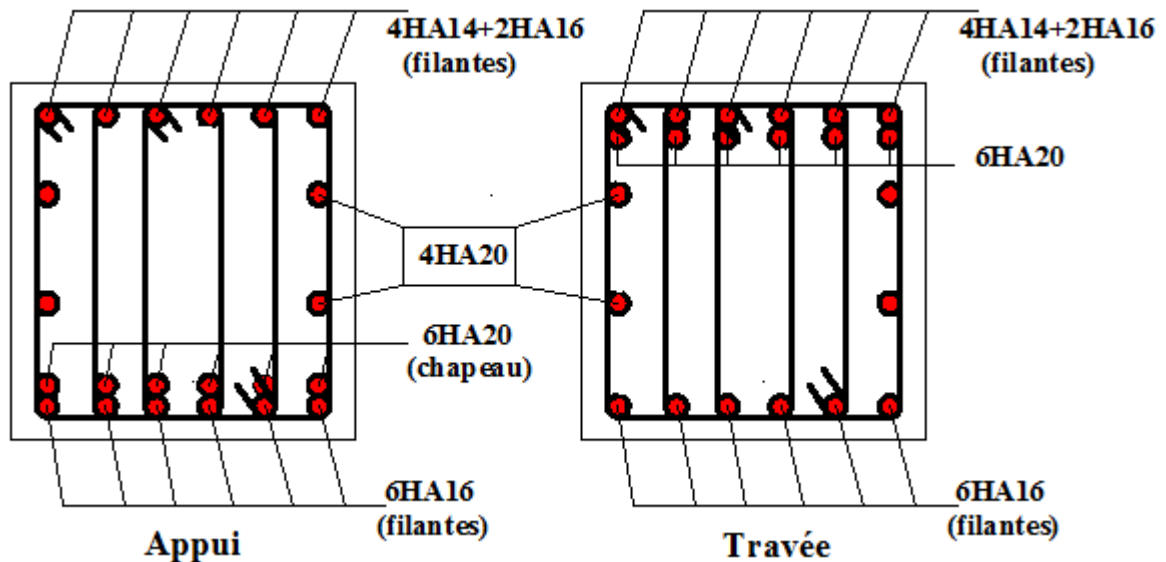


Figure VI. 17.Schéma de ferrailage de la nervure selon le sens Y-Y.

## VI.7.Voiles périphériques

Les ossatures au-dessous de niveau de la base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel (entre sol et sous sol).

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

Ils doivent remplir les exigences du **RPA 99/2003(Art 10.1.2)** suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ Epaisseur minimale  $E_p \geq 15$  cm.

### VI.7.1. Dimensions de voile périphérique

- ✓ Hauteur  $h = 3.06$  m
- ✓ Longueur  $L = 5.3$  m
- ✓ Epaisseur  $e = 20$  cm

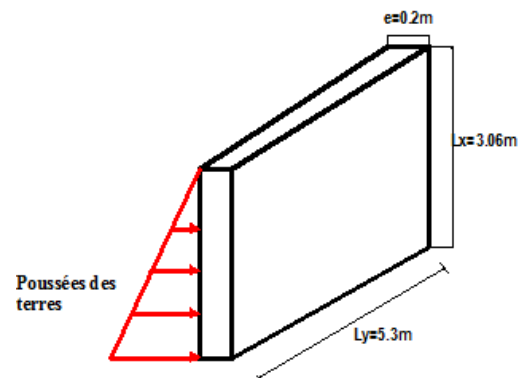


Figure VI. 18. Dimensions du voile périphérique.

#### ➤ Caractéristiques du sol

- Poids spécifique  $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion (Sol non cohérent)  $c = 0 \text{ bar}$
- Angle de frottement : la nature du sol rencontrée (Sable limoneux et peu argileux),  
L'angle de frottement se situe dans l'intervalle suivant :  $\varphi \in [10^\circ - 20^\circ] = 15^\circ$

#### ➤ Evaluation des charges et surcharges

Les voiles périphériques sont soumis aux chargements suivants :

#### ✓ La poussée des terres

$$\left\{ \begin{array}{l} G = h \times \gamma \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \\ G = h \times \gamma \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 3.06 \times 20 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{15}{2} \right) = 36.0339 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

#### ✓ Surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \\ Q = 10 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{15}{2} \right) = 5.8879 \text{ KN/M}^2 \end{array} \right.$$

### VI.7.2. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculer comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

#### ➤ Calcul à l'ELU

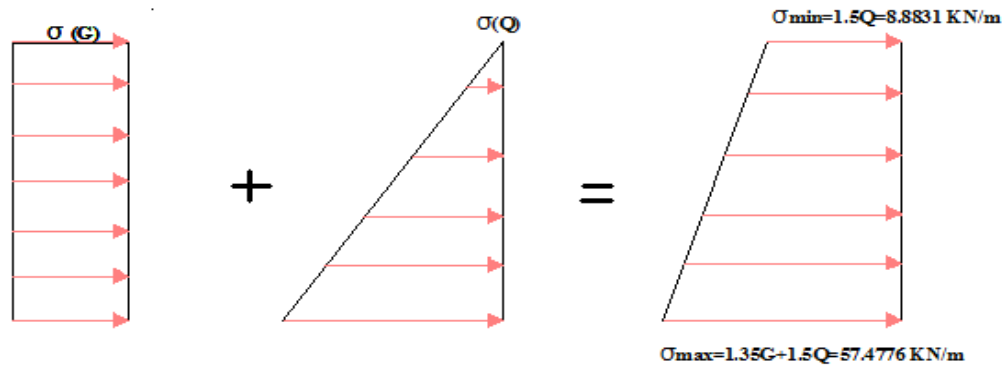


Figure VI. 19. Diagramme des contraintes.

D'après les schémas ci-dessus on voit que le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 57.4776 + 8.8831}{4} = 45.3160 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 45.3160 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le panneau le plus sollicité dont les caractéristiques sont :

- $L_x = 3.06 \text{ m}$
- $L_y = 5.3 \text{ m}$
- $b = 1 \text{ m}$
- $e = 20 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{5.3} = 0.57 > 0.4 \Rightarrow \text{Le voile travaille dans les deux sens}$$

#### ➤ Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times Lx^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$\rho = 0.57 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0865 \\ \mu_y = 0.2582 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 0.0865 \times 45.3160 \times 3.06^2 = 36.7037 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.2582 \times 36.7037 = 9.4768 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0.85 M_{0x} = 31.1981 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.85 M_{0y} = 8.0552 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.4 M_{0x} = -14.6814 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armature sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :  $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$

**Tableau VI. 11.** Ferrailage des voiles périphérique.

Localisation		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
Travées	X-X	31.1981	0.0760	0.0989	0.1632	4.779	2	5.65	5HA12
	Y-Y	8.0552	0.0196	0.0247	0.1683	1.196	2	2.26	2HA12
Appuis		-14.6814	0.0357	0.0455	0.1669	2.29	2	3.39	3HA12

➤ **Espacements**

$$\text{Sens X-X : } S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens Y-Y : } S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

➤ **Vérification**

$$\begin{cases} \rho = 0.57 > 0.4 \\ e = 20\text{cm} > 12 \end{cases}$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - 0.57) 100 \times 20 = 1.944 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1.6 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times Lx}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{45.3160 \times 3.06}{2} \times \frac{5.3^4}{3.06^4 + 5.3^4} = 62.3997 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times Ly}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{45.3160 \times 5.3}{2} \times \frac{3.06^4}{5.3^4 + 3.06^4} = 12.0093 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\rho = 0.57 \Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0910 \\ \mu_y = 0.4357 \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 41.9218 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\min} = Q = 5.8879 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 41.9218 + 5.8879}{4} = 32.9133 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1ml = 32.9133 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_{0x} = 0.0910 \times 32.9133 \times 3.06^2 = 28.0450 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.4357 \times M_{0x} = 12.2192 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$\begin{cases} M_x = 0.85 M_{0x} = 23.8382 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.85 M_{0y} = 10.3863 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.4 M_{0x} = -11.218 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Vérification des contraintes**

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

**Tableau VI. 12.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		$M^s (kn.m)$	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	X-X	23.8382	4.587	16275.6	6.718 < 15	272.71 > 201.63	Non vérifier
	Y-Y	10.3862	3.073	7542.6	4.232 < 15	287.67 > 201.63	Non vérifier
Appui		11.218	3.68	10683.13	3.864 < 15	209.8 > 201.63	Non vérifier

Vu que la contrainte de traction  $\sigma_{st}$  n'est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Tableau VI. 13. Vérification des voiles périphérique à l'ELS.

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-3}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	N <sup>bre</sup> de barres
Travée	X-X	23.8382	4.0909	0.308	7.75	9.24	6HA14
	Y-Y	10.3862	1.7813	0.213	3.26	4.52	4HA12
Appui		11.218	1.9251	0.22	3.53	4.25	4HA12

Le schéma de ferrailage des voiles périphériques est illustré dans la figure suivante :



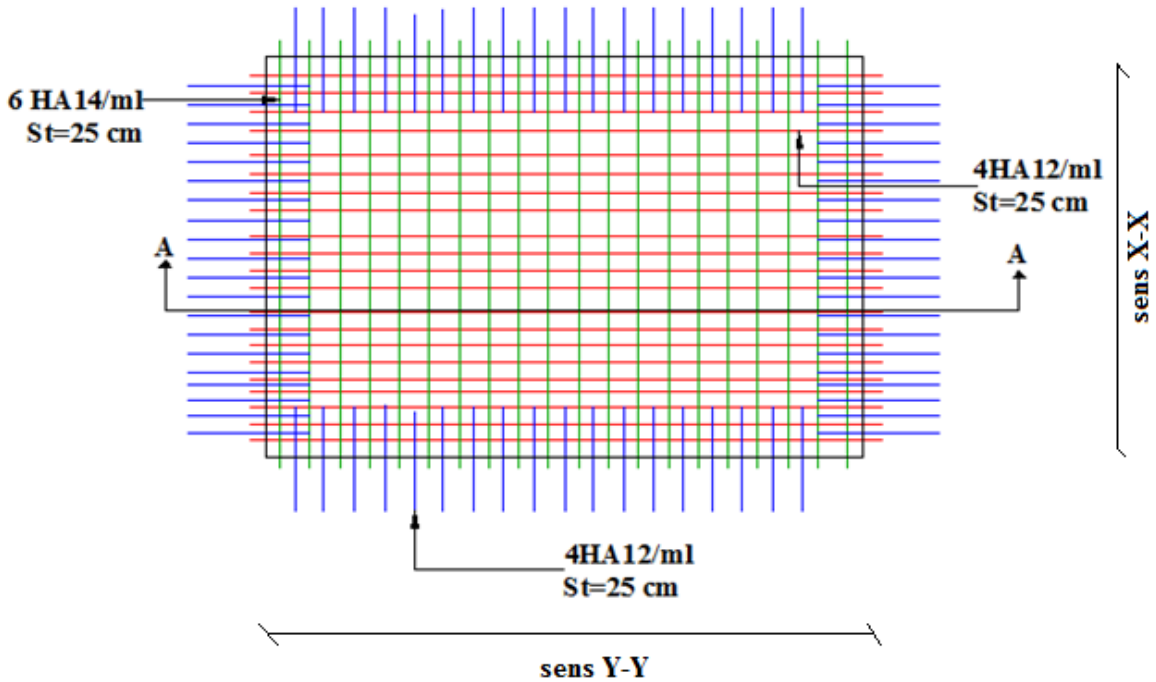


Figure VI. 20.Schéma de ferrailage des voiles périphériques.

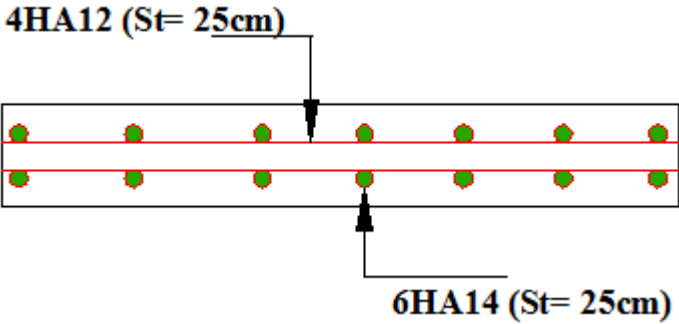


Figure VI. 21.COUPE A-A.

## Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passés à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher encastré au niveau du radier.

## VI.1.Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Elles sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques . Soit directement « cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers » ; soit par l'intermédiaire d'autre organes « cas des semelles sur pieux par exemple ». Dans le cas des ouvrages soumis à des charges horizontales ou dans le cas où le bon sol est en profondeur, la fondation doit être encadrée par un système permettant de relier la superstructure à la fondation et assurer l'encastrement de l'ouvrage. Généralement on utilise des voiles périphériques.

Plusieurs types de fondations existent, et le choix se fait on tenant compte des conditions suivantes :

- ✓ Capacité portante du sol d'assise
- ✓ Charges transmises de la superstructure au sol
- ✓ Distances entre les différents points d'appuis
- ✓ Système structural adopté.

## VI.2. combinaisons du calcul

D'après la réglementation parasismique algérienne (**art 10.1.4.1**), le dimensionnement des fondations superficielles se fait sous les combinaisons suivantes :

- ✓  $G + Q \mp E$
- ✓  $0.8G \mp E$
- ✓ ELU
- ✓ ELS

### VI.3. Reconnaissance du sol

Avec le taux de travail admissible du sol d'assise qui égale à 1.5 bar, il ya lieu de projeter en priorité des fondations superficielles de type :

- ✓ Semelle isolée.
- ✓ Semelle filante
- ✓ Radier générale

### VI.4. Choix du type de fondation

#### VI.4.1. Vérification de la semelle isolée

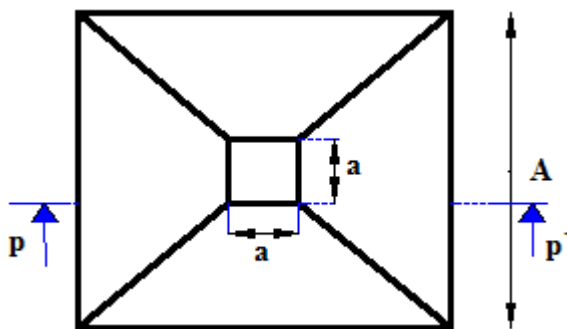


Figure VI. 1. Vue en plan de la semelle

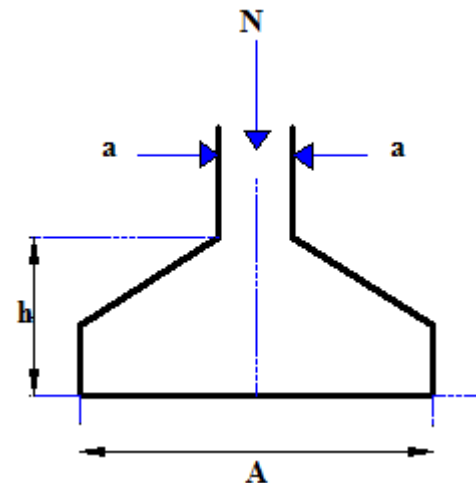


Figure VI. 2. Coupe P-P'

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =1,5 bars), sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution; pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots(I)$$

Pour cela on doit vérifier la semelle la plus sollicitée tel que :

N : L'effort normal maximal transmis à la base obtenu par le logiciel SAP, N=3939.474 KN

$S$  : Surface d'appuis de la semelle,  $S=A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol,  $\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, d'où on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{aB}{b} \quad \text{Avec } a \text{ et } b \text{ sont des dimensions du poteau à la base}$$

On remplace  $A$  dans l'équation (I) on trouve :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.7}{0.7} \times \frac{3939.474}{150}} \Rightarrow B \geq 5.1247m$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3.7m, on constate qu'il ya un chevauchement des semelles isolées, donc on passe à un autre type.

#### VI.4.2. Vérification de la semelle filante

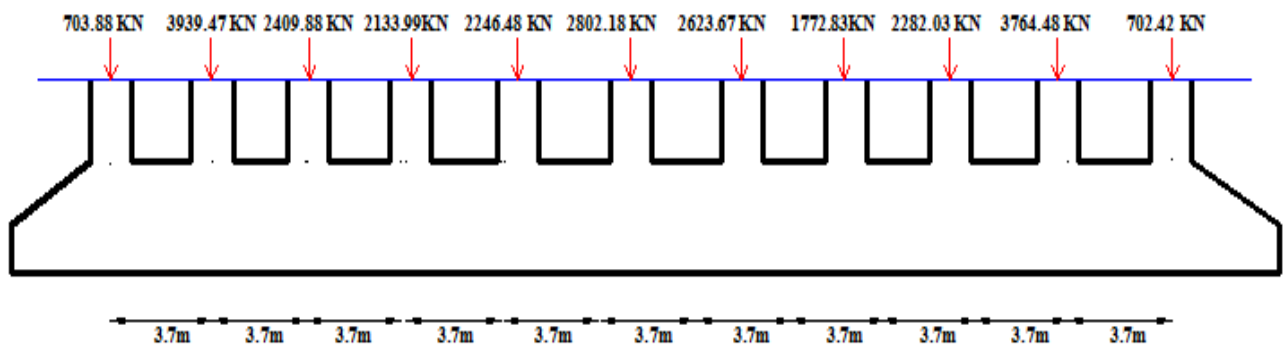


Figure VI. 3.semelle filante.

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui est la plus sollicitée, La surface totale des semelles est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$N_i$ : L'effort normal provenant du poteau << i >> (file 5)

$N_1=703.887 \text{ KN}$ ,  $N_2=3939.474 \text{ KN}$ ,  $N_3=2409.889 \text{ KN}$ ,  $N_4=2133.996 \text{ KN}$

$$N_5=2246.487 \text{ KN}, N_6=2802.183 \text{ KN}, N_7=2623.677 \text{ KN}, N_8=1772.831 \text{ KN}$$

$$N_9=2282.029 \text{ KN}, N_{10}=3764.487 \text{ KN}, N_{11}=702.426 \text{ KN}.$$

$$\sum_{i=1}^{11} N_i = 25381.366 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{25381.366}{150 \times 37} = 4.5732 \text{ m} > 3.7 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 3.7 m, on constate aussi qu'il y'aurait un chevauchement entre les semelles, Donc on opte alors pour un radier général.

### VI.4.3. Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure.

#### VI.4.3.1. Le Prédimensionnement

##### A. La condition de coffrage :

$$\checkmark \text{ Nervure : } h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{380}{10} = 38 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 40 \text{ cm} \dots \dots \dots (a)$$

$$\checkmark \text{ Dalle : } h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{380}{20} = 19 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 30 \text{ cm}$$

$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} = 3.8 \text{ m: la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.} \\ h_t: \text{ hauteur de la nervure.} \\ h_r: \text{ hauteur du radier} \end{array} \right.$

##### B. La condition de rigidité

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \quad \text{Tel que :}$$

- E : Module d'élasticité du béton,  $E=32.164195 \times 10^6$  MPa
- I : Inertie de la section du radier
- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K= 4 \times 10^4$  MPa
- b : La largeur de l'élément considéré (radier).

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 3.8^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 32.164195 \times 10^6}} = 0.5036 \text{m} \dots \dots \dots (b)$$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure  $h_t = 60 \text{cm}$
- ✓ La hauteur du radier  $h_r = 30 \text{cm}$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32.164195 \times 10^6 \times \left(\frac{0.6^3}{12}\right)}{4 \times 10^4}} = 2.75 \text{m}$$

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow 3.8 \text{ m} \leq 4.31 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$N_{ner} = b \times h_t \times \sum L_{ner} \times \gamma_b = 0.7 \times 0.75 \times 589.6 \times 25 = 7738.5 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 119113.619 + 7738.5 = 126852.119$$

$$S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{126852.119}{1.5 \times 100} = 845.680 \text{ m}^2$$

**La surface du bâtiment** : vu la légère complexité de la géométrie de notre structure, nous avons calculés la surface avec une décomposition de forme adéquate (triangles, rectangles,...etc.)

$$S_{bat} = 1143.1191 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} > S_{rad} \text{ On n'a pas besoins des débords ; on prend } S_{rad} = S_{bat} = 1143.1191 \text{m}^2.$$

### VI.4.3.2. Les vérifications nécessaires

#### 1. Vérification de la contrainte dans le sol

##### ➤ Centre de gravité du radier

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{S_i} \end{cases}$$

A l'aide du programme <GEOSEC>, on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} X_G = 19.8999m, & Y_G = 16.4805m \\ I_x = 88741.140625 m^4, & I_y = 127325.90625 m^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum N_{xi}}{\sum N_i} = \frac{2354410.57}{119113.6} = 19.7660 m \\ Y_t = \frac{\sum N_{yi}}{\sum N_i} = \frac{1963074.39}{119113.6} = 16.4806 m \end{cases}$$

#### 2. Excentricité de la résultante des forces par rapport au centre de la gravité (C.D.G)

$$\begin{cases} e_x = X_G - x_t = 19.8999 - 19.7660909 = 0.13380906 m \\ e_y = Y_G - Y_t = 16.4805 - 16.4806884 = 0.0001884 m \end{cases}$$

#### 3. Les moments engendrés par l'excentricité des forces sismiques

$$\begin{cases} M_x = \sum N_i \times e_y = 119113.6 \times 0.0001884 = 22.440712 KN.m \\ M_y = \sum N_i \times e_x = 119113.6 \times 0.13380906 = 15938.4814 KN.m \end{cases}$$

Avec :

$N_i$  : L'effort normal de chaque poteaux aa la base.

$N_{(x-y)i}$  : L'effort normal de chaque poteaux à la base, fois son centre du gravité

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme, ou la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte du sol, tel que :



$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = 0.15 \text{ MPA} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

➤ **Sens X-X**

Données :  $N=119.1136 \text{ MN}$ ,  $M_x=0.0224 \text{ MN.m}$ ,  $Y_G=16.4805 \text{ m}$ ,  $I_x=88741.1406 \text{ m}^4$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{119.1136}{1143.1191} + \frac{0.0224 \times 16.4805}{88741.1406} = 0.1071 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{119.1136}{1143.1191} - \frac{0.0224 \times 16.4805}{88741.1406} = 0.1012 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.1071 + 0.1012}{4} = 0.1056 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Sens Y-Y**

Données :  $N=119.1136 \text{ MN}$ ,  $M_x=15.9384 \text{ MN.m}$ ,  $Y_G=19.8999 \text{ m}$ ,  $I_x=127325.90625 \text{ m}^4$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{119.1136}{1143.1191} + \frac{15.9384 \times 19.8999}{127325.90625} = 0.1066 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{119.1136}{1143.1191} - \frac{15.9384 \times 19.8999}{127325.90625} = 0.1017 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3 \times 0.1066) + 0.1017}{4} = 0.1053 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

## 2. vérification de la stabilité au renversement (RPA : article 10.1.5)

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

➤ **Sens X-X**

$$e = \frac{15.9384}{119.1136} \leq \frac{39.8}{4} \Rightarrow e = 0.1338\text{m} \leq 9.95\text{m}$$

➤ **Sens Y-Y**

$$e = \frac{0.0224}{119.1136} \leq \frac{33}{4} \Rightarrow e = 1.8804 \times 10^{-4}\text{m} \leq 8.25\text{m}$$

### 3. vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 1.16 \text{ MPA}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \times 1\text{m} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

$N_d$ : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 119.1136 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{119.1136 \times 3.8}{2 \times 1143.1191} = 0.1979 \text{ MN}$$

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} = \frac{0.1979}{1 \times 1.16} = 0.1706 \text{ m} \Rightarrow \text{soit } d=20\text{cm.}$$

### 4. vérification au poinçonnement BAEL 99(article A.5.2.4.2)

Selon le **BAEL**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_d$  : Effort normal de calcul = 3939.474 KN

$h_t$  : Hauteur total de la dalle du radier

$U_c$  : Périmètre du contour

➤ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau du RDC (70\*70) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A \times B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.7 + 0.6 = 1.3 \\ B = b + h_t = 0.7 + 0.6 = 1.3 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.2 \text{ m}$$

$$N_d = 3.9394 \text{ MN} \leq 0.045 \times 5.2 \times 0.6 \times \frac{14.2}{1.5} = 2.34 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{non vérifier}$$

On doit augmenter la hauteur totale de la dalle du radier, soit  $h_t = 75 \text{ cm}$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.7 + 0.75 = 1.45 \\ B = b + h_t = 0.7 + 0.75 = 1.45 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.8 \text{ m}$$

$$N_d = 3.9394 \text{ MN} \leq 0.045 \times 5.8 \times 0.75 \times \frac{14.2}{1.5} = 4.2554 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

## VI.5. Ferrailage du radier

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier. On le calcul pour une bande de 1 m.

### VI.5.1. Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u$  : l'effort normal ultime donné par la structure.

$$N_{u,cal} = 163923.453 \text{ KN}$$

$$N_{rad} = S \times h_r \times \gamma_b = 1143.1191 \times 0.3 \times 25 = 8573.3932 \text{ KN}$$

$$N_{ner} = b \times h_t \times \sum L_{ner} \times \gamma_b = 0.7 \times 0.75 \times 589.6 \times 25 = 7738.5 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u,cal} + 1.35(N_{rad} + N_{ner})$$

$$N_u = 163923.453 + 1.35(8573.3932 + 7738.5) = 185944.5088 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{185944.5088}{1143.1191} = 162.6641 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 3.8 - 0.7 = 3.1 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 3.7 - 0.7 = 3 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.1}{3} = 0.96 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0401 \times 162.6641 \times 3^2 \\ M_{0y} = 0.9092 \times 56.9029 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 58.7054 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 53.3750 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments corrigés**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 58.7054 = 44.0290 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 53.3750 = 40.0312 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\{M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{0x} = -29.3527 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$

On a:  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 30 \text{ cm}$ ,  $c = 5 \text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ,  $d = 25 \text{ cm}$ .

**1) Exemple : en travée sens X-X**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{44.0290 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25^2 \times 14.2} = 0.0496 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0636 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.2436 \\ A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{44.0290 \times 10^{-3}}{348 \times 0.2436} = 5.19 \times 10^{-4} m^2/ml = 5.03 cm^2/ml \end{cases}$$

De la même manière pour le sens Y-Y et l'appui on obtient les résultats suivants :

**Tableau VI. 1.** Section d'armature du radier.

localisation		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> barres	St (cm)
Travée	X-X	44.0290	5.19	2.448	5.65	5HA12	20
	Y-Y	40.0312	4.7	2.4	5.65	5HA12	20
Appui		-29.3527	3.43	2.448	4.52	4HA12	25

#### VI.5.1.1. Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \rightarrow \begin{cases} A_x^{mn} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0.0008.$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.96)}{2} \times 100 \times 30 = 2.448 cm^2/ml \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 cm^2/ml \end{cases}$$

$A_{cal} > A_{min} \rightarrow$  condition de non fragilité vérifiée, donc on ferraille avec  $A_{cal}$

- **Espacement des armatures**

Fissuration nuisible :

$$St \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } S_{tx} = S_{ty} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{En appui : } St = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{162.6641 \times 3}{2} \times \frac{3.1^4}{3.1^4 + 3^4} = 129.9872 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{162.6641 \times 3.1}{2} \times \frac{3^4}{3.1^4 + 3^4} = 117.8092 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{129.9872 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 0.52 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

### VI.5.1.2. Vérification à l'ELS

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$N_{s,cal} = 119113.616 \text{ KN.m}$$

$$N_s = N_{s,cal} + N_{rad} + N_{ner} = 119113.616 + 8573.3932 + 7738.5 = 135425.569 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{135425.569}{1143.1191} = 118.4702 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_s \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 50.5393 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 47.4311 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments corrigés**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 50.5393 = 37.9044 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 47.4311 = 35.5733 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\{M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{0x} = -25.2696 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

- **Les contraintes dans l'acier**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser}(d-y)}{I} < \bar{\sigma}_{st} = 201.6333 \text{ MPa}$$

Les résultats des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI. 2.** Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs	σ <sub>st</sub> (MPa)	Obs
Travée	X-X	37.9044	5.7170	37741.4369	5.74	vérifiée	290.49	Non vérifiée
	Y-Y	35.5733	5.7170	37741.4369	5.38	vérifiée	272.62	Non vérifiée
Appui		-25.2696	5.1837	31267.0897	4.18	vérifiée	240.22	Non vérifiée

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on recalcule à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0,1] \quad ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

- **Exemple de calcul**

$$M_{ser} = 37.9044 \text{ KN.m}$$

$$\beta = \frac{37.9044 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25^2 \times 201.6333} = 3.0077 \times 10^{-3}$$

Après itérations, on trouve :  $\alpha = 0.2691$

$$A_{st} = \frac{37.9044 \times 10^{-3}}{0.25 \left(1 - \frac{0.2691}{3}\right) 201.6333} = 8.26 \text{ cm}^2$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 3.** Choix du ferrailage et vérifications des contraintes.

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-3}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	N <sup>bre</sup> de barres	St (cm)
Travée	X-X	37.9044	3.0077	0.2691	8.26	9.24	6HA14	18
	Y-Y	35.5733	2.8228	0.2618	7.73	7.92	7HA12	15
Appui		-25.2696	2.0051	0.2246	5.42	5.65	5HA12	20

- **Vérification des espacements**

$$\text{Travée : } \begin{cases} \text{Selon X - X : St} \leq \begin{cases} \min(2.5h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/6 = 16.67 \text{ cm} \end{cases} \\ \text{Selon Y - Y : St} = 15 \text{ cm} < \min(3h_r, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Appuis : St} \leq \begin{cases} \min(2.5h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/5 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Le schéma de ferrailage du radier est illustré dans la figure suivante :



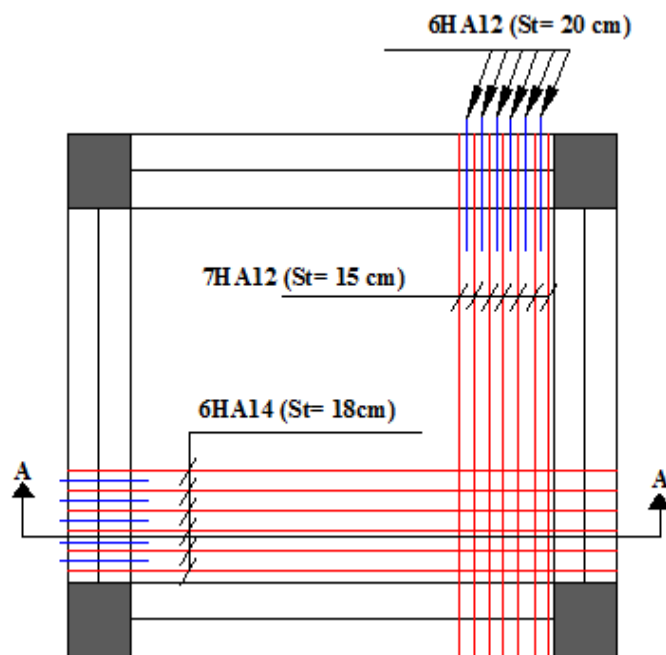


Figure VI. 4. Ferrailage d'un panneau de radier.

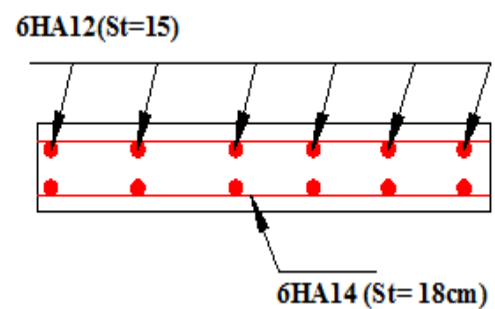


Figure VI. 5. Coupe A-A

## VI.6. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture (voire figure VI.6), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

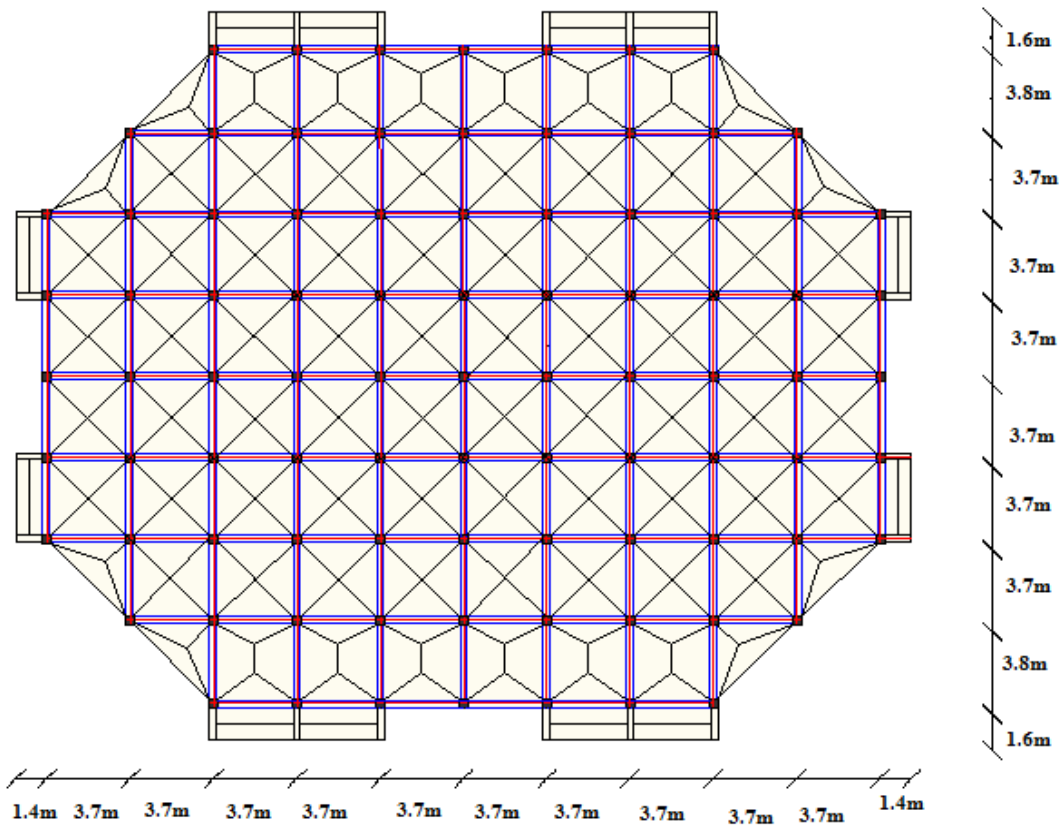


Figure VI. 6.Schéma des lignes de ruptures du radier

### VI.6.1.A l'ELU

#### 1) Charges triangulaires

$P_m' = P_v' = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$  : dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times L_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times L_x \end{cases} \quad : \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

#### 2) Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} P_m = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right] \\ P_v = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{3}\right) L_{xd} \right] \end{cases}$$

- $P_m$  : charge uniforme qui donne le même moment maximal que la charge réelle
- $P_v$  : charge uniforme qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.
- $\rho = \frac{Lx}{Ly}$
- $P$  : charge répartie sur la surface du radier
  - Sens X-X

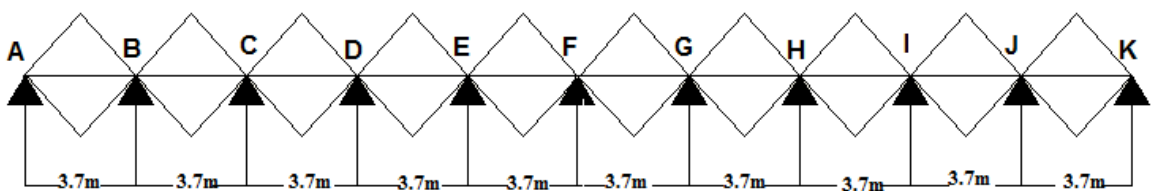


Figure VI. 7. Schéma statique de la nervure selon le sens X-X.

- Charges triangulaires

$$Qu = \frac{Nu}{S_{rad}}$$

$$Nu = N_{s,cal} + 1.35(N_{rad}) = 163923.453 + 1.35(8573.3932) = 175497.5338 \text{ KN}$$

$$Qu = \frac{175497.5338}{1143.1191} = 153.5251 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times L_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times L_x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times 153.5251 \times 3 \\ q_v = \frac{1}{2} \times 153.5251 \times 3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_m = 307.0502 \text{ KN/m} \\ q_v = 230.2876 \text{ KN/m} \end{cases}$$

(Avec  $L_x$  pris entre nu d'appui)

$$P_{ner} = (h_t \times b_p \times \gamma_b) = (0.75 \times 0.7 \times 25) = 13.125 \text{ KN/m}$$

$$P'_m = q_m + P_{ner} = 307.0502 + 13.125 = 320.1752 \text{ KN/m}$$

$$P'_v = q_v + P_{ner} = 230.2876 + 13.125 = 243.4126 \text{ KN/m}$$

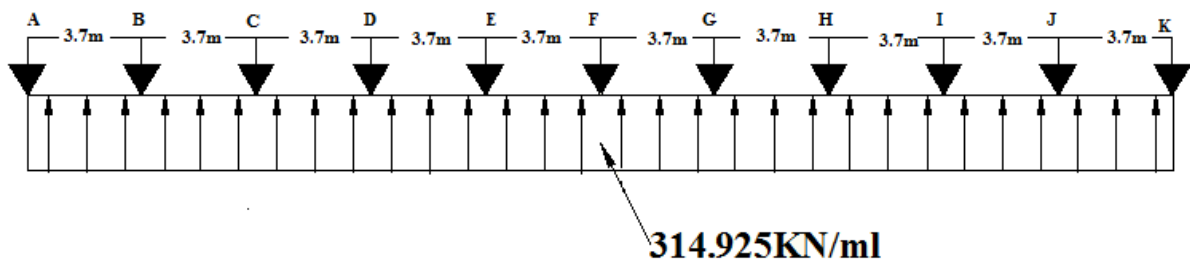


Figure VI. 8.Schéma équivalent de la nervure selon le sens X-X

- Sens Y-Y

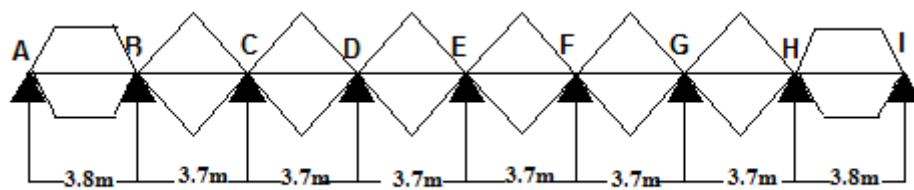


Figure VI. 9.Schéma statique de la nervure selon le sens Y-Y.

- Charges triangulaires

$$Qu = \frac{Nu}{S_{rad}}$$

$$Nu = N_{s,cal} + 1.35(N_{rad}) = 163923.453 + 1.35(8573.3932) = 175497.5338 \text{ KN}$$

$$Qu = \frac{175497.5338}{1143.1191} = 153.5251 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times L_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times L_x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times 153.5251 \times 3 \\ q_v = \frac{1}{2} \times 153.5251 \times 3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_m = 307.0502 \text{ KN/m} \\ q_v = 230.2876 \text{ KN/m} \end{cases}$$

(Avec  $L_x$  pris entre nu d'appui)

$$P_{ner} = (h_t \times b_p \times \gamma_b) = (0.75 \times 0.7 \times 25) = 13.125 \text{ KN/m}$$

$$P'_m = q_m + P_{ner} = 307.0502 + 13.125 = 320.1752 \text{ KN/m}$$

- $P'_v = q_v + P_{ner} = 230.2876 + 13.125 = 243.4126 \text{ KN/m}$

- Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} P_m = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right] \\ P_v = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{3}\right) L_{xd} \right] \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_m = \frac{153.5251}{2} \left[ \left(1 - \frac{0.97^2}{3}\right) 3.7 + \left(1 - \frac{0.97^2}{3}\right) 3.7 \right] \\ P_v = \frac{153.5251}{2} \left[ \left(1 - \frac{0.97}{3}\right) 3.7 + \left(1 - \frac{0.97}{3}\right) 3.7 \right] \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_m = 389.8856 \text{ KN/m} \\ P_v = 384.3756 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$P'_m = q_m + P_{ner} = 389.8856 + 13.125 = 403.0106 \text{ KN/m}$$

$$P'_v = q_v + P_{ner} = 384.3756 + 13.125 = 397.5006 \text{ KN/m}$$

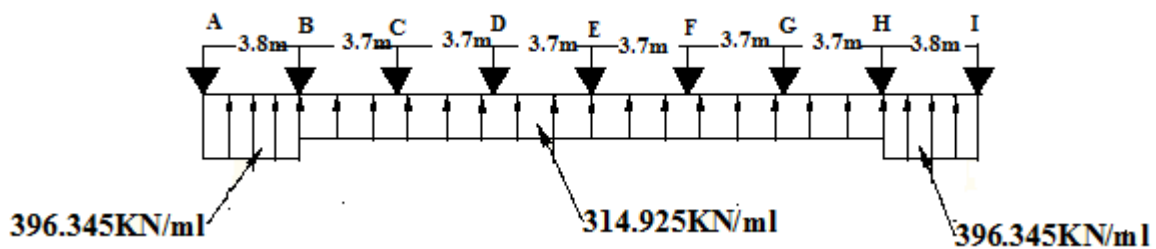


Figure VI. 10. Schéma équivalent de la nervure selon le sens Y-Y.

Les résultants sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 4. Sollicitations dans les nervures à l'ELU selon le sens X-X.

Travée	L (m)	q <sub>m</sub> (KN)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
AB	3.7	320.1752	0	-433.16	1.484	526.46	352.73	333.24	-567.38
BC	3.7	320.1752	-433.16	-330.03	1.938	546.69	167.52	478.18	-422.44
CD	3.7	320.1752	-330.03	-330.03	1.85	547.9	217.87	450.31	-450.31

<b>DE</b>	3.7	320.1752	-330.03	-330.03	1.85	547.9	217.87	450.31	-450.31
<b>EF</b>	3.7	320.1752	-330.03	-330.03	1.85	547.9	217.87	450.31	-450.31
<b>FG</b>	3.7	320.1752	-330.03	-330.03	1.85	547.9	217.87	450.31	-450.31
<b>GH</b>	3.7	320.1752	-330.03	-330.03	1.85	547.9	217.87	450.31	-450.31
<b>HI</b>	3.7	320.1752	-330.03	-330.03	1.85	547.9	217.87	450.31	-450.31
<b>IJ</b>	3.7	320.1752	-330.03	-433.6	1.938	546.69	167.52	422.44	-478.3
<b>JK</b>	3.7	320.1752	-433.6	0	1.484	526.46	352.73	567.5	-333.24

**Tableau VI. 5.**Sollicitations dans les nervures à l'ELU selon le sens Y-Y.

<b>Travée</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b>q<sub>m</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>M<sub>g</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>M<sub>d</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>X<sub>0</sub></b> <b>(m)</b>	<b>M<sub>0</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>M<sub>t</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>V<sub>g</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>V<sub>d</sub></b> <b>(KN)</b>
<b>AB</b>	3.8	403.0106	0	-529.37	1.554	703.31	486.83	615.94	-894.6
<b>BC</b>	3.7	320.1752	-529.37	-330.03	2.018	543.38	122.73	646.2	-538.44
<b>CD</b>	3.7	320.1752	-330.03	-330.03	1.85	547.9	217.87	592.32	-592.32
<b>DE</b>	3.7	320.1752	-330.03	-330.03	1.85	547.9	217.87	592.32	-592.32
<b>EF</b>	3.7	320.1752	-330.03	-330.03	1.85	547.9	217.87	592.32	-592.32
<b>FG</b>	3.7	320.1752	-330.03	-330.03	1.85	547.9	217.87	592.32	-592.32
<b>GH</b>	3.7	320.1752	-330.03	-529.37	1.85	547.9	217.87	538.44	-646.2
<b>HI</b>	3.8	403.0106	-529.37	0	1.554	703.31	486.83	894.6	-615.94

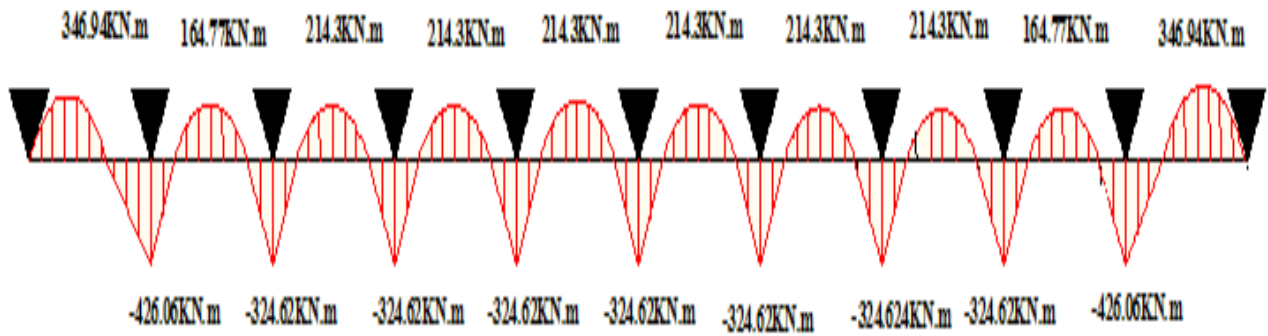


Figure VI. 11. Diagramme des moments de la nervure selon le sens X-X.

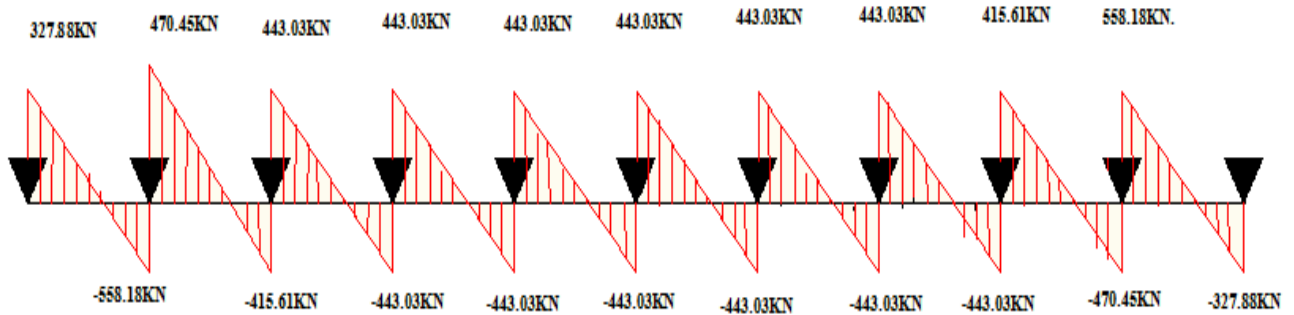


Figure VI. 12. Diagramme des efforts tranchants de la nervure selon le sens X-X.

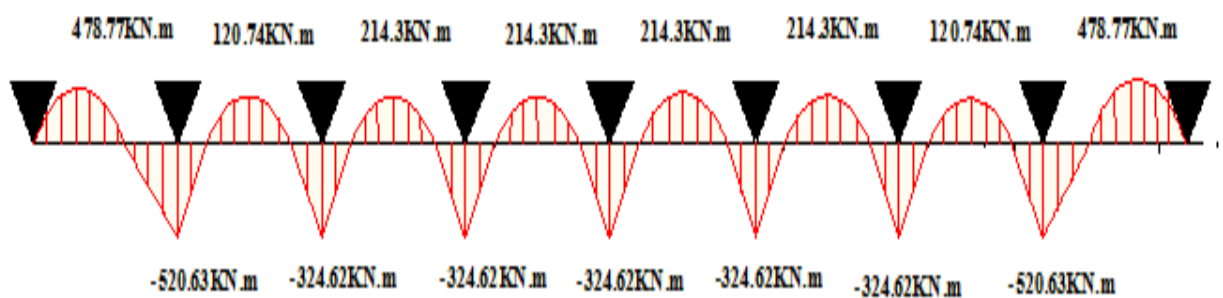


Figure VI. 13. Diagramme des moments de la nervure selon le sens Y-Y.

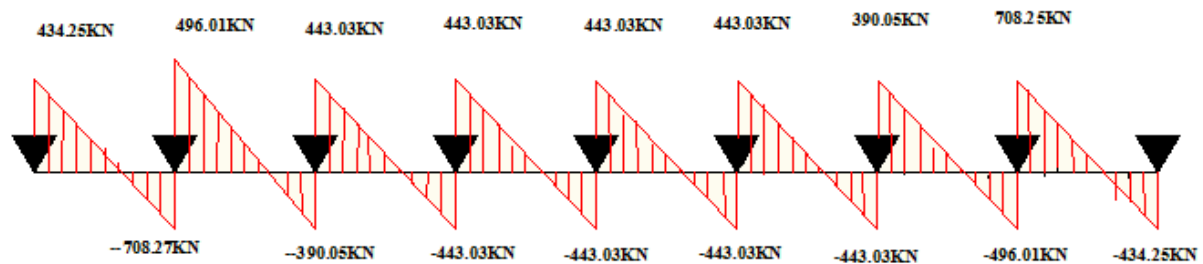


Figure VI. 14. Diagramme des efforts tranchants de la nervure selon le sens Y-Y.

### VI.6.2.A l'ELS

$$Q_s = 111.7002 \text{ KN/m}^2$$

- Sens X-X

$$q_m = 223.4 \text{ KN/m}$$

$$P'_m = q_m + P_{\text{ner}} = 223.4 + 13.125 = 236.525 \text{ KN/m}$$

- Sens Y-Y

- Charges trapézoïdales

$$q_m = 283.6689 \text{ KN/m}$$

$$P'_m = q_m + P_{\text{ner}} = 283.6689 + 13.125 = 296.7939 \text{ KN/m}$$

- Charges triangulaires

$$q_m = 223.4 \text{ KN/m}$$

$$P'_m = q_m + P_{\text{ner}} = 223.4 + 13.125 = 236.525 \text{ KN/m}$$

Les sollicitations des nervures à l'ELS sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 6. Sollicitation des nervures à l'ELS selon le sens X-X.



Travée	L (m)	$q_m$ (KN)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
AB	3.7	236.525	0	-319.99	1.484	388.91	260.76
BC	3.7	236.525	-319.99	-243.8	1.937	403.86	123.76
CD	3.7	236.525	-243.8	-243.8	1.85	404.75	160.95
DE	3.7	236.525	-243.8	-243.8	1.85	404.75	160.95
EF	3.7	236.525	-243.8	-243.8	1.85	404.75	160.95
FG	3.7	236.525	-243.8	-243.8	1.85	404.75	160.95
GH	3.7	236.525	-243.8	-243.8	1.85	404.75	160.95
HI	3.7	236.525	-243.8	-243.8	1.85	404.75	160.95
IJ	3.7	236.525	-243.8	-319.99	1.763	403.86	123.76
JK	3.7	236.525	-319.99	0	2.216	388.91	260.57

Tableau VI. 7.Sollicitation des nervures à l'ELS selon le sens Y-Y.

Travée	L (m)	$q_m$ (KN)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
AB	3.8	296.7939	0	-390.18	1.554	517.95	358.39
BC	3.7	236.525	-390.18	-243.8	2.063	423.97	91.08

<b>CD</b>	3.7	236.525	-243.8	-243.8	1.85	404.75	160.95
<b>DE</b>	3.7	236.525	-243.8	-243.8	1.85	404.75	160.95
<b>EF</b>	3.7	236.525	-243.8	-243.8	1.85	404.75	160.95
<b>FG</b>	3.7	236.525	-243.8	-243.8	1.85	404.75	160.95
<b>GH</b>	3.7	236.525	-243.8	-390.18	1.737	423.97	113.08
<b>HI</b>	3.8	296.7939	-390.18	0	2.246	517.95	358.39

**VI.6.3.Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T

- **Détermination de la largeur b**

1) **Sens X-X**

On a : h = 0.75 m ; h<sub>0</sub> = 0.3

b<sub>0</sub> = 0.7m ; d = 0.7 m

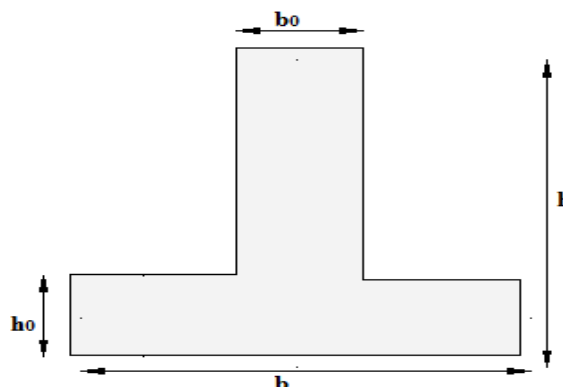


Figure VI. 15. Section de la nervure à ferrailer.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left( \frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10} \right) \dots\dots\dots \text{CBA (art4.1.3)}$$

$$\frac{b-0.7}{2} \leq \min \left( \frac{3.1}{2} ; \frac{3}{10} \right) = \min (1.55 ; 0.3)$$

Donc b= 1.30m

2) **Sens Y-Y**

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right)$$

$$\frac{b-0.7}{2} \leq \min\left(\frac{3}{2}; \frac{3}{10}\right) = \min(1.5; 0.3)$$

Donc  $b = 1.30\text{m}$

**Tableau VI. 8.** Ferrailage des nervures.

localisation		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
X-X	Travée	352.73	14.9	10.6	15.7	5HA16+5HA12
	Appui	-433.16	18.3	5.92	19.16	8HA16+2HA14
Y-Y	Travée	486.83	20.57	10.6	20.61	4HA20+4HA16
	Appuis	529.37	22.4	5.92	22.87	6HA20+2HA16

- **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\Phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min(12; 21.43; 70)$$

Soit  $\Phi_t = 10 \text{ mm}$ .

- **Vérification de l'effort tranchant à L'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$FN \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$\text{Sens X-X : } \tau_u = \frac{558.18 \times 10^{-3}}{1.3 \times 0.7} = 0.6133 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \tau_u = \frac{717.94 \times 10^{-3}}{1.3 \times 0.7} = 0.7889 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification la liaison nervure table vis à vis de Vu**

$$\tau_u = \frac{V_u \left( \frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 d b h_0} = \frac{717.94 \times 10^{-3} \left( \frac{1.3-0.7}{2} \right)}{0.9 \times 0.7 \times 1.3 \times 0.3} = 0.8766 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.8766 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.3333 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

**Tableau VI. 9.** Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	obs
X-X	Travée	260.57	14.2	857337.4	4.321 < 15	vérifier	254.31 > 201.63	Non vérifier
	Appui	-319.99	15.5	1015016.8	4.893 < 15	vérifier	257.63 > 201.63	Non vérifie
Y-Y	Travée	358.39	16.2	1078973.5	5.32 < 15	vérifier	268.93 > 201.63	Non vérifier
	Appui	-390.18	16.7	1176380.9	5.56 < 15	vérifier	264.87 > 201.63	Non vérifier

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS. Les résultats de calcul sont résumés ci-dessous :

Tableau VI. 10.Ferraillage des nervures à l'ELS.

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-3}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2$ )	Nombre des barres
X-X	Travée	260.57	2.0287	0.226	19.97	20.6	4HA20+4HA16
	Appui	-319.99	2.4913	0.248	24.71	25.13	8HA20
Y-Y	Travée	358.39	2.7903	0.26	27.8	29.03	6HA20+2HA16+4HA14
	Appui	-390.18	3.0378	0.27	30.38	30.91	6HA20+6HA16

➤ Les armatures de peau RPA99/2003 (art 7.7.3.3.c)

Pour éviter le risque de fissures, le RPA99/2003 exige de mettre des armatures de peau qui doivent être au total d'un minimum égales :

$$A_p = 0.2\% (b_0 \times h) = 0.2\% (0.7 \times 0.75) = 10.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } 4\text{HA20} = 12.56 \text{ cm}^2$$

Les schémas du ferraillage des nervures sont donnés dans les figures ci-dessous :

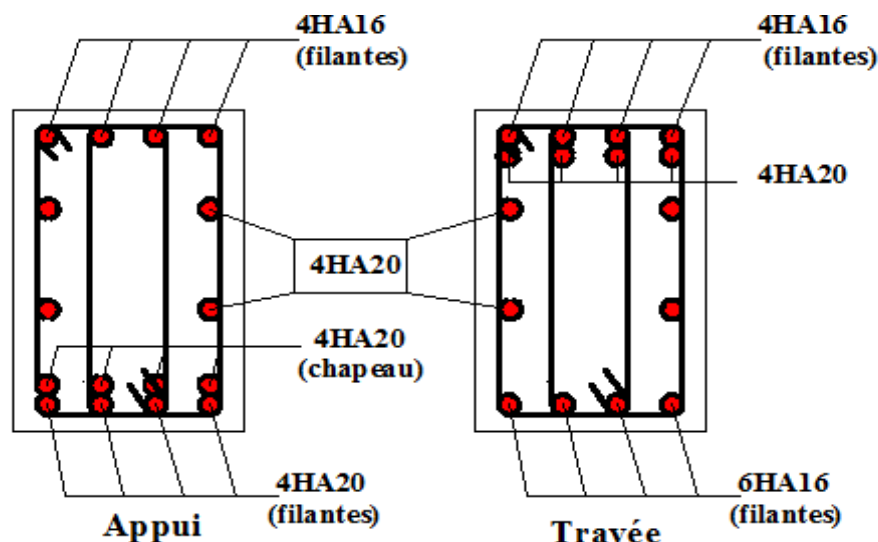


Figure VI. 16.Schéma de ferraillage de la nervure selon le sens X-X.

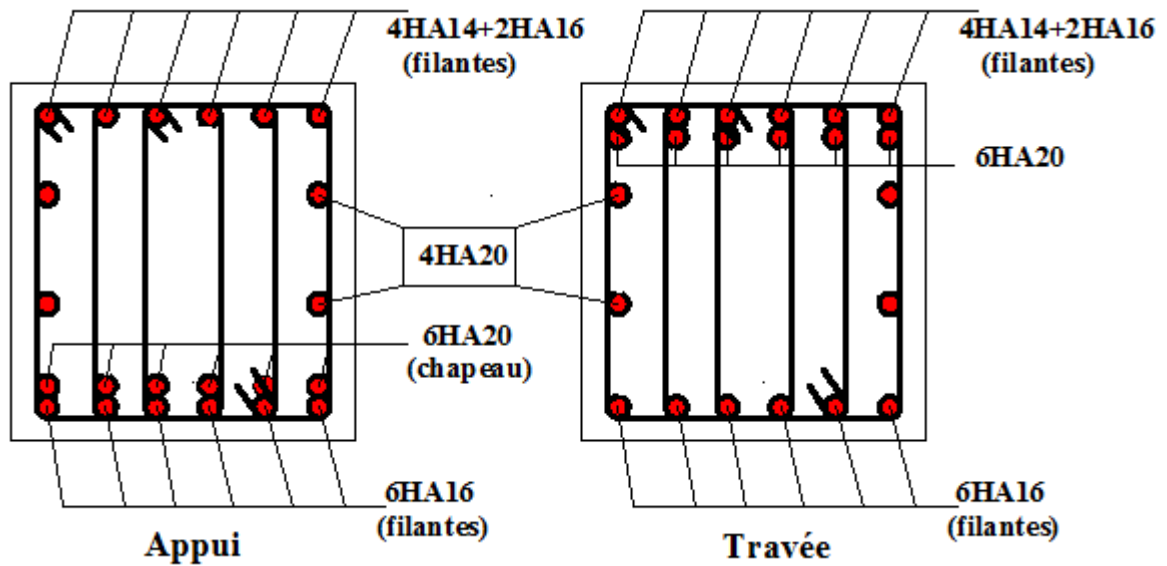


Figure VI. 17.Schéma de ferrailage de la nervure selon le sens Y-Y.

## VI.7.Voiles périphériques

Les ossatures au-dessous de niveau de la base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel (entre sol et sous sol).

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

Ils doivent remplir les exigences du **RPA 99/2003(Art 10.1.2)** suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ Epaisseur minimale  $E_p \geq 15$  cm.

### VI.7.1. Dimensions de voile périphérique

- ✓ Hauteur  $h = 3.06$  m
- ✓ Longueur  $L = 5.3$  m
- ✓ Epaisseur  $e = 20$  cm

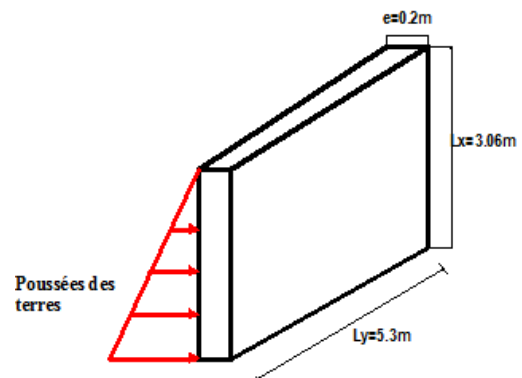


Figure VI. 18. Dimensions du voile périphérique.

#### ➤ Caractéristiques du sol

- Poids spécifique  $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion (Sol non cohérent)  $c = 0 \text{ bar}$
- Angle de frottement : la nature du sol rencontrée (Sable limoneux et peu argileux), L'angle de frottement se situe dans l'intervalle suivant :  $\varphi \in [10^\circ - 20^\circ] = 15^\circ$

#### ➤ Evaluation des charges et surcharges

Les voiles périphériques sont soumis aux chargements suivants :

#### ✓ La poussée des terres

$$\left\{ \begin{array}{l} G = h \times \gamma \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \\ G = h \times \gamma \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 3.06 \times 20 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{15}{2} \right) = 36.0339 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

#### ✓ Surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \\ Q = 10 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{15}{2} \right) = 5.8879 \text{ KN/M}^2 \end{array} \right.$$

### VI.7.2.Ferraillage du voile

Le voile périphérique sera calculer comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

➤ Calcul à l'ELU

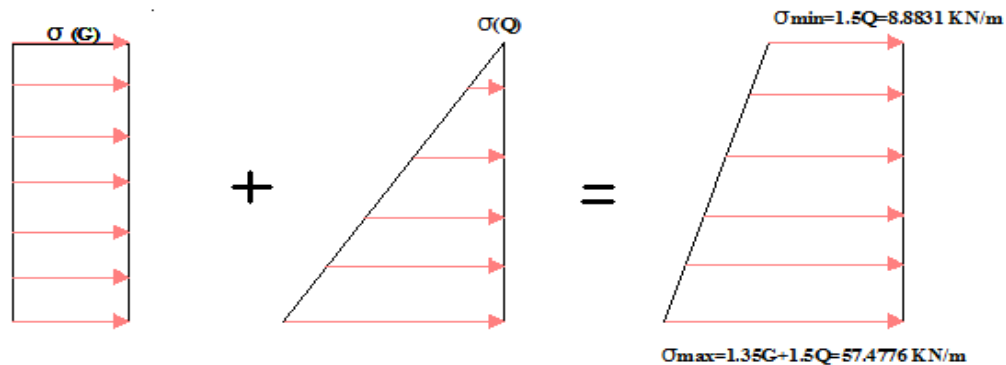


Figure VI. 19. Diagramme des contraintes.

D'après les schémas ci-dessus on voit que le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 57.4776 + 8.8831}{4} = 45.3160 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1m = 45.3160 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferraillage on prend le panneau le plus sollicité dont les caractéristiques sont :

- $L_x = 3.06 \text{ m}$
- $L_y = 5.3 \text{ m}$
- $b = 1 \text{ m}$
- $e = 20 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{5.3} = 0.57 > 0.4 \Rightarrow \text{Le voile travaille dans les deux sens}$$

➤ Calcul des moments isostatiques



$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times Lx^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$\rho = 0.57 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0865 \\ \mu_y = 0.2582 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 0.0865 \times 45.3160 \times 3.06^2 = 36.7037 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.2582 \times 36.7037 = 9.4768 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0.85 M_{0x} = 31.1981 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.85 M_{0y} = 8.0552 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.4 M_{0x} = -14.6814 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armature sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :  $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$

**Tableau VI. 11.** Ferrailage des voiles périphérique.

Localisation		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z(m)$	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2$ )	$N^{bre}$ de barres
Travées	X-X	31.1981	0.0760	0.0989	0.1632	4.779	2	5.65	5HA12
	Y-Y	8.0552	0.0196	0.0247	0.1683	1.196	2	2.26	2HA12
Appuis		-14.6814	0.0357	0.0455	0.1669	2.29	2	3.39	3HA12

➤ **Espacements**

$$\text{Sens X-X : } S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens Y-Y : } S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

➤ **Vérification**

$$\begin{cases} \rho = 0.57 > 0.4 \\ e = 20\text{cm} > 12 \end{cases}$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - 0.57) 100 \times 20 = 1.944 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1.6 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times Lx}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{45.3160 \times 3.06}{2} \times \frac{5.3^4}{3.06^4 + 5.3^4} = 62.3997 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times Ly}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{45.3160 \times 5.3}{2} \times \frac{3.06^4}{5.3^4 + 3.06^4} = 12.0093 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\rho = 0.57 \Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0910 \\ \mu_y = 0.4357 \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 41.9218 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\min} = Q = 5.8879 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 41.9218 + 5.8879}{4} = 32.9133 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1ml = 32.9133 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_{0x} = 0.0910 \times 32.9133 \times 3.06^2 = 28.0450 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.4357 \times M_{0x} = 12.2192 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$\begin{cases} M_x = 0.85 M_{0x} = 23.8382 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.85 M_{0y} = 10.3863 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.4 M_{0x} = -11.218 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Vérification des contraintes**

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

**Tableau VI. 12.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		$M^s (kn.m)$	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	X-X	23.8382	4.587	16275.6	6.718 < 15	272.71 > 201.63	Non vérifier
	Y-Y	10.3862	3.073	7542.6	4.232 < 15	287.67 > 201.63	Non vérifier
Appui		11.218	3.68	10683.13	3.864 < 15	209.8 > 201.63	Non vérifier

Vu que la contrainte de traction  $\sigma_{st}$  n'est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à l'ELS.

**Tableau VI. 13.** Vérification des voiles périphérique à l'ELS.

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-3}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	N <sup>bre</sup> de barres
Travée	X-X	23.8382	4.0909	0.308	7.75	9.24	6HA14
	Y-Y	10.3862	1.7813	0.213	3.26	4.52	4HA12
Appui		11.218	1.9251	0.22	3.53	4.25	4HA12

Le schéma de ferrailage des voiles périphériques est illustré dans la figure suivante :

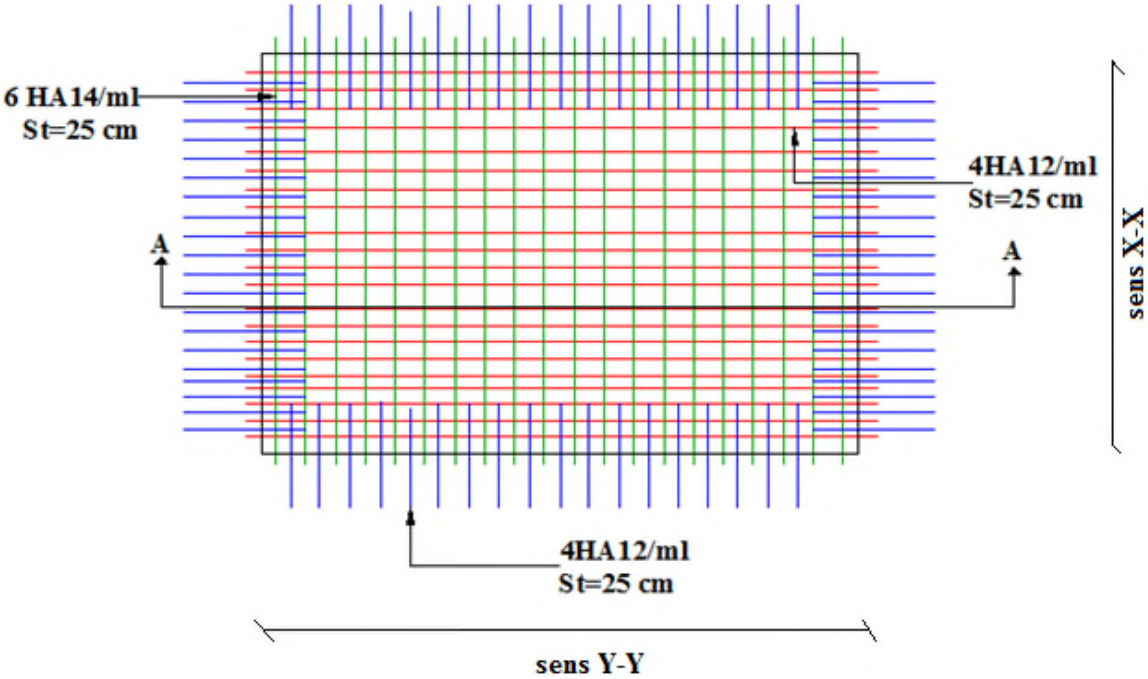


Figure VI. 20.Schéma de ferrailage des voiles périphériques.

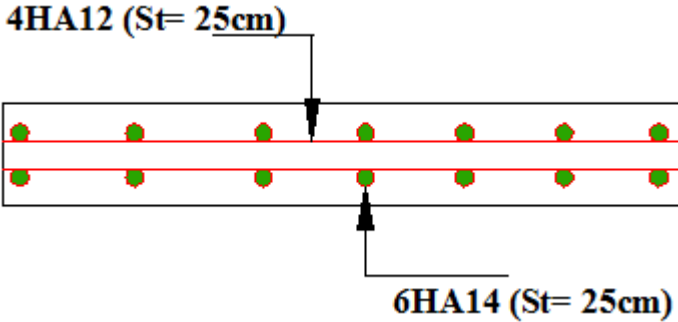


Figure VI. 21.COUPE A-A.

## Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passés à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher encastré au niveau du radier.

*Conclusion*

## Conclusion générale

---

Ce projet de fin d'étude était une occasion pour nous d'appliquer les connaissances théorique acquises durant notre formation, cette expérience nous a permis d'acquérir et d'approfondir nos connaissances concernant le domaine de bâtiment en se basant sur les documents et règlements techniques tels que : BAEL91, RPA99version 2003 et autres.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments, donc la conception de l'ouvrage.

Par ailleurs cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- Etant donné l'objectif primordial est la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur, on a constaté que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voiles placée dans la structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernier vis-à-vis du séisme.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminante pour le dimensionnements des éléments structuraux.
- Le choix de type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de préventions imposées pour la stabilité de la structure. Quoi que nous ayons un sol qui a un taux de travail de 1.5 bar à une profondeur de 3.60 m et vue l'importance du poids de la structure, cela nous a conduit a opté pour un radier générale qui peut assurer la stabilité de notre structure.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'études. IL nous permet de faire une rétrospective de nous connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploité ces connaissances dans la vie pratique.



## Bibliographie

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. (CBA93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Règlement Parasismique Algérien, Edition CGSRPA99/version 2003
- Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL91 modifiées 99) Edition Eyrolles troisième édition 2000
- Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges. DTR (BC2.2) Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles De Calcul Des Fondations Superficielles. (DTR BC2.331), Edition OPU 2005.
- Cours de béton armé, 3ème et 1<sup>ère</sup> année master génie civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

## Logiciel

- SAP 2000 V142.2
- Auto CAD 2010
- GEOSEC

# *Annexes*

# Annexe 1

## Le rapport de sol

### VI) CONCLUSION /

Le terrain réservé au projet de la promotion immobilière E.P.B.T.P à Béjaia est constitué de formations alluvionnaires représentées par des marnes limoneuses avec des passages de sables et graviers. Elles sont recouvertes d'une couche de remblai d'épaisseur variable pouvant atteindre 3 mètres en certains points.

Les essais pénétrométriques mettent en évidence certains horizons à faible résistance en pointe jusqu'à la profondeur de 3,60m. L'épaisseur de ces derniers varie de 1 à 3m d'un point à un autre du terrain.

Le sol en place est de compacité moyenne, moyennement à assez fortement compressible et non gonflant.

Nous suggérons, l'emploi de fondations de type semelles filantes.

La sous face de la fondation serait à 3,60m de profondeur afin de dépasser la couche de remblai et d'éviter les horizons de faible résistance.

La sous face de la fondation serait à 3,60m de profondeur afin de dépasser la couche de remblai et d'éviter les horizons de faible résistance.

Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations serait de 1,50 bar. Les tassements en résultant sont admissibles. Ils sont de l'ordre de 2,91 cm.

Ne pas laisser les fonds de fouilles ouverts assez longtemps sous l'effet des intempéries.

Eviter toute stagnation d'eau au voisinage immédiat des fondations.

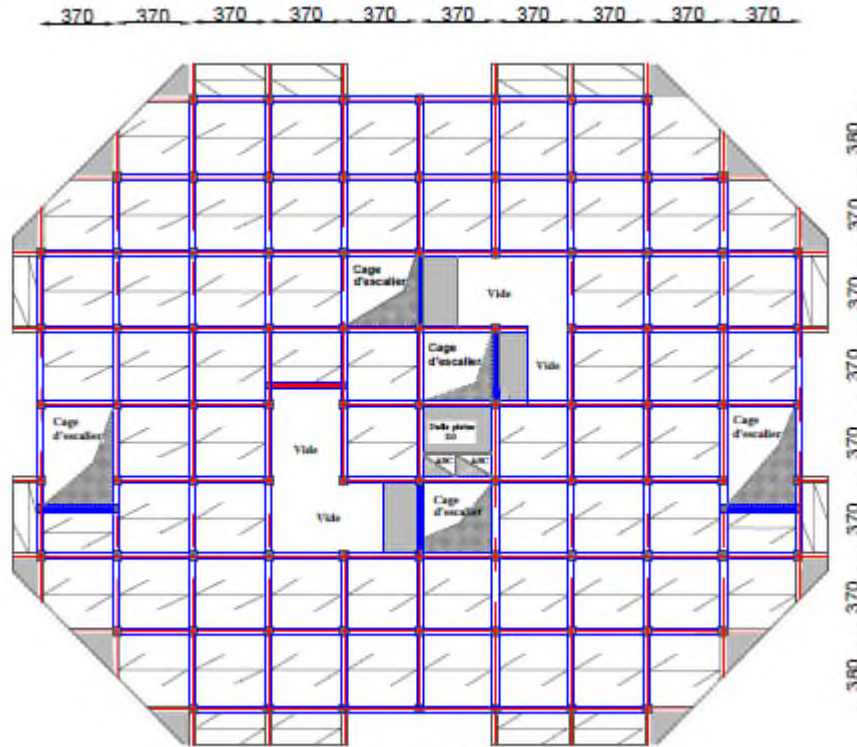
Ingénieur chargé de l'étude

M.A BAHLOUL

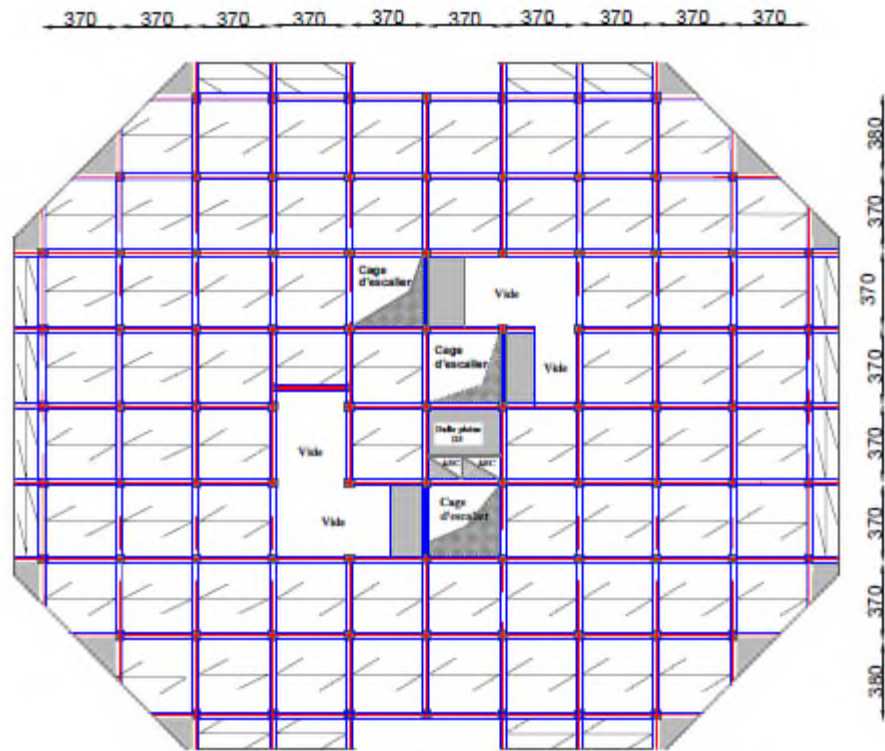


# Annexe 2

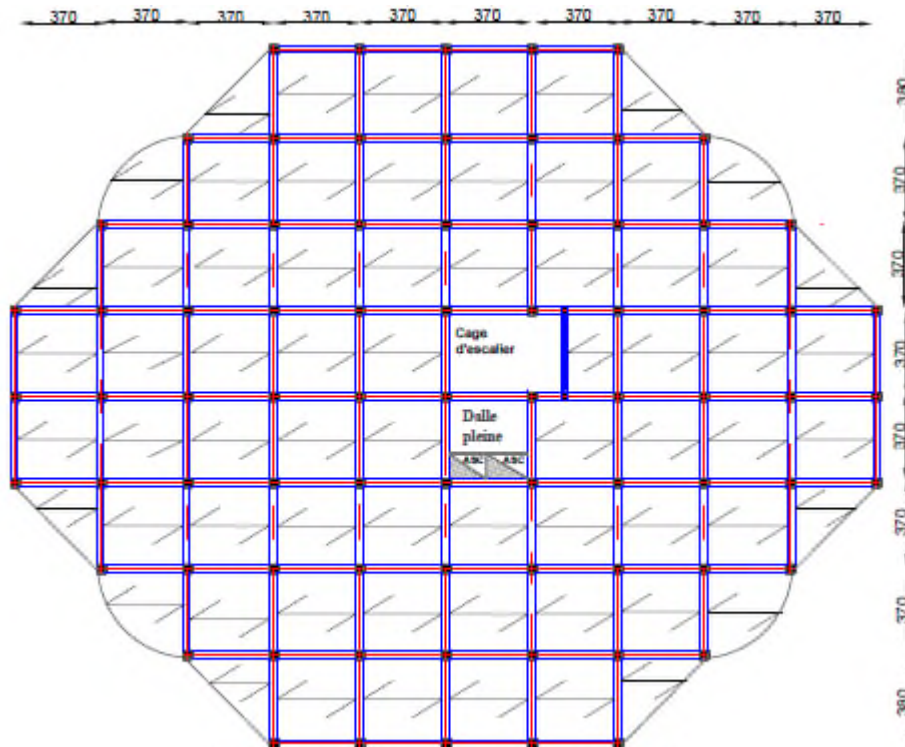
## Disposition des poutrelles



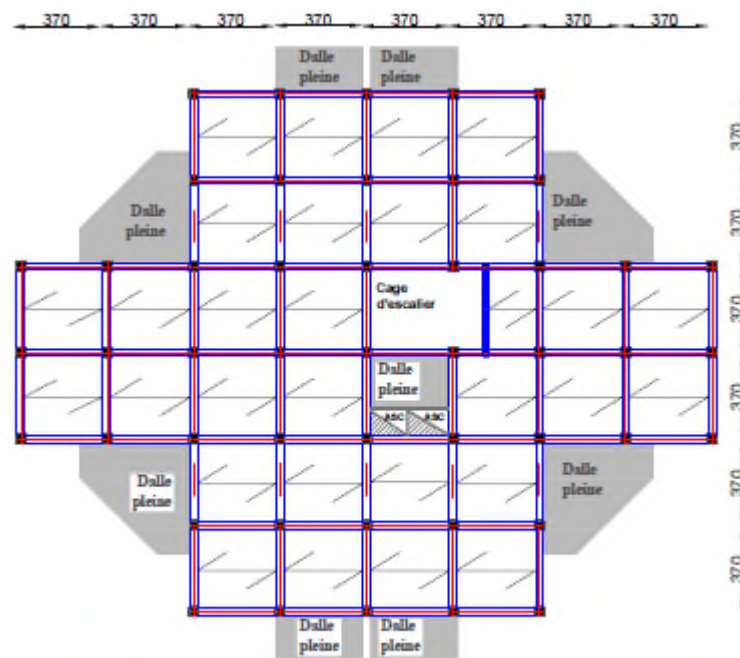
Disposition des poutrelles : R.D.C



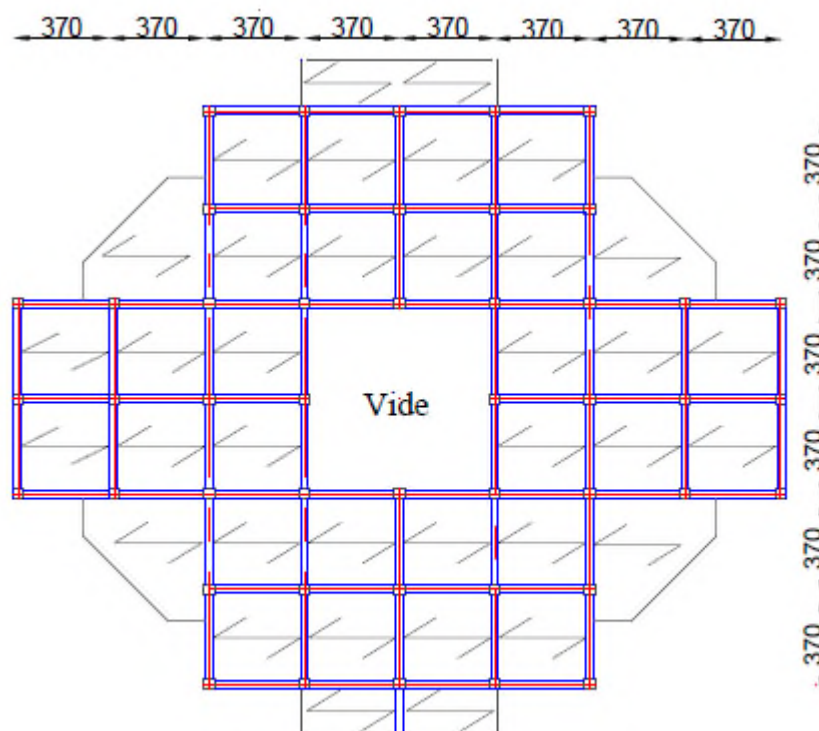
Disposition des poutrelles : l'étage 1



Disposition des poutrelles : l'étage 2



Disposition des poutrelles :étages courants 3 à 11



Disposition des poutrelles :toiture



# Annexe 3

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>0.40</b>	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854	<b>0.71</b>	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
<b>0.41</b>	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	<b>0.72</b>	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
<b>0.42</b>	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	<b>0.73</b>	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
<b>0.43</b>	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	<b>0.74</b>	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
<b>0.44</b>	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	<b>0.75</b>	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
<b>0.45</b>	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	<b>0.76</b>	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
<b>0.46</b>	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	<b>0.77</b>	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
<b>0.47</b>	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	<b>0.78</b>	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
<b>0.48</b>	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	<b>0.79</b>	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
<b>0.49</b>	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	<b>0.80</b>	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
<b>0.50</b>	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	<b>0.81</b>	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
<b>0.51</b>	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	<b>0.82</b>	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
<b>0.52</b>	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	<b>0.83</b>	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
<b>0.53</b>	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	<b>0.84</b>	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
<b>0.54</b>	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	<b>0.85</b>	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
<b>0.55</b>	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	<b>0.86</b>	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
<b>0.56</b>	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	<b>0.87</b>	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
<b>0.57</b>	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	<b>0.88</b>	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
<b>0.58</b>	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456	<b>0.89</b>	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
<b>0.59</b>	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	<b>0.90</b>	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
<b>0.60</b>	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	<b>0.91</b>	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
<b>0.61</b>	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	<b>0.92</b>	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
<b>0.62</b>	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	<b>0.93</b>	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
<b>0.63</b>	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	<b>0.94</b>	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
<b>0.64</b>	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	<b>0.95</b>	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
<b>0.65</b>	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	<b>0.96</b>	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
<b>0.66</b>	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	<b>0.97</b>	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
<b>0.67</b>	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	<b>0.98</b>	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
<b>0.68</b>	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	<b>0.99</b>	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
<b>0.69</b>	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	<b>1.00</b>	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
<b>0.70</b>	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

# Annexe 4

**Sections réelles d'armatures :** section en (cm<sup>2</sup>) de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm

$\phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.2	0.28	0.5	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.04	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.63	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



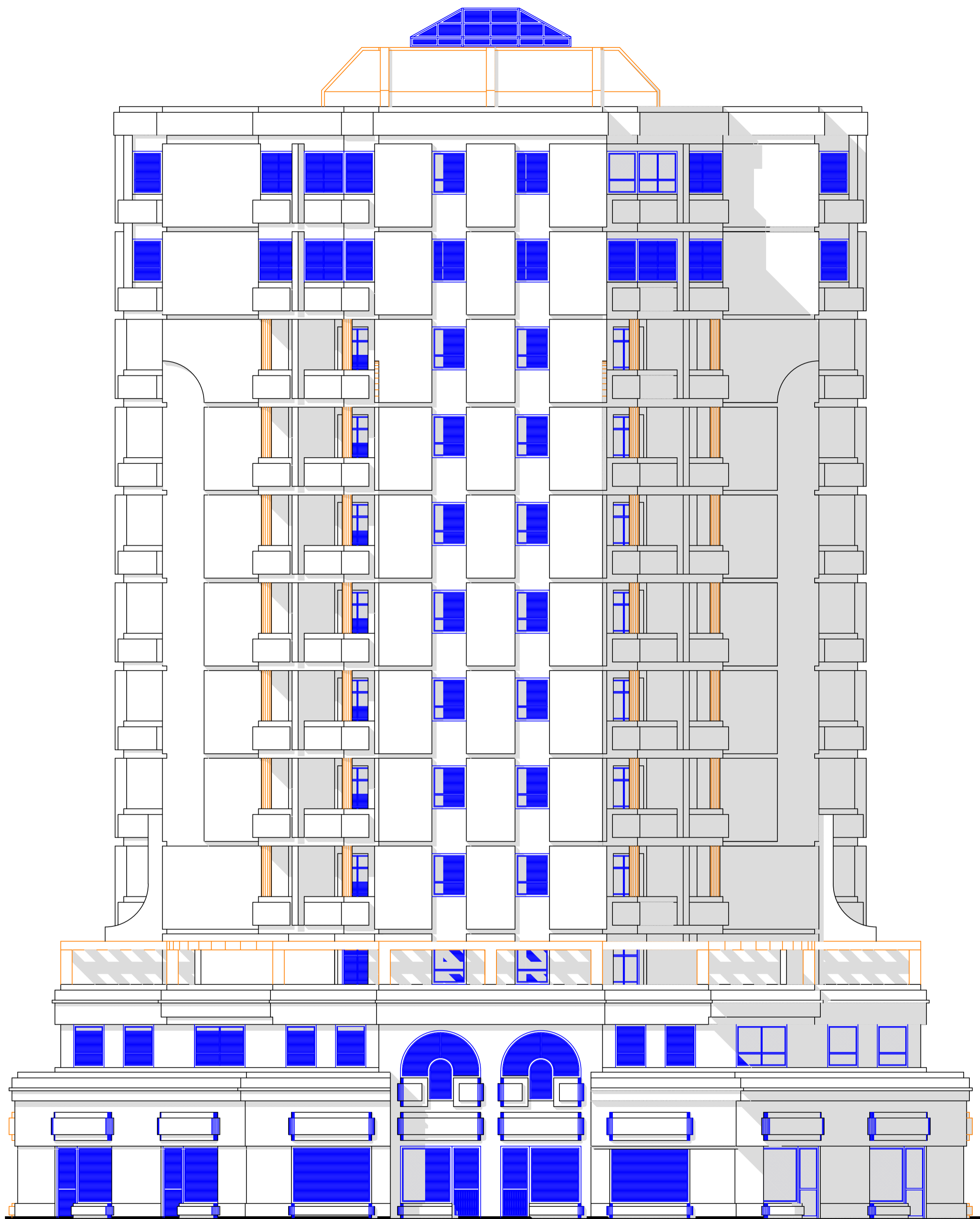
# Annexe 5

## Tableau de PIGEAUD

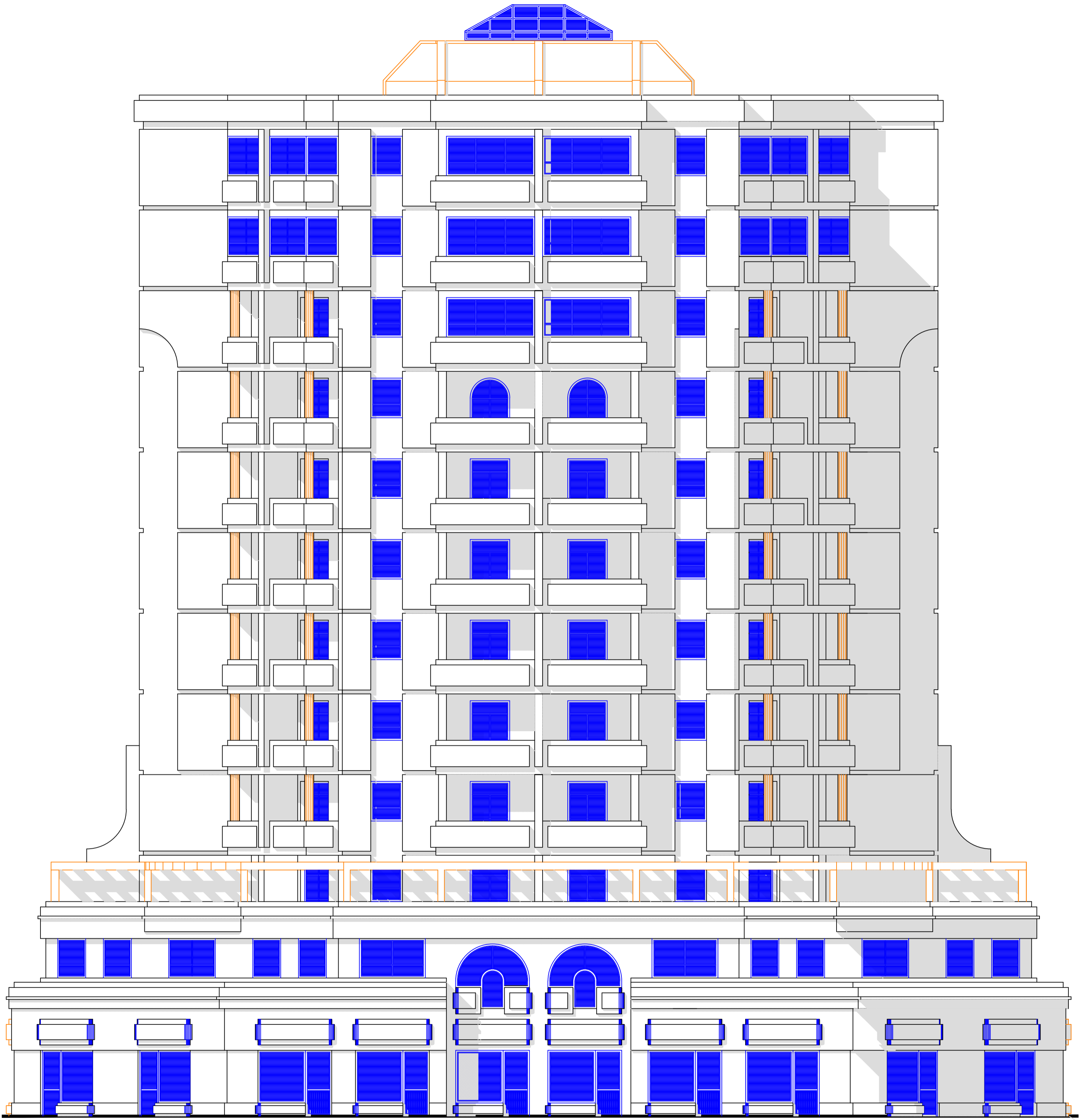
$M_1$  et  $M_2$  pour une charge concentrique  $P=1$  s'exerçant sur une surface réduite ( $u \times v$ ) au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension ( $L_x \times L_y$ ) Avec :  $L_x < L_y$

		u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		v/ly											
Valeur de $M_1$	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	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	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 de $M_2$	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	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

*Plan de la  
structure*



FACADE EST

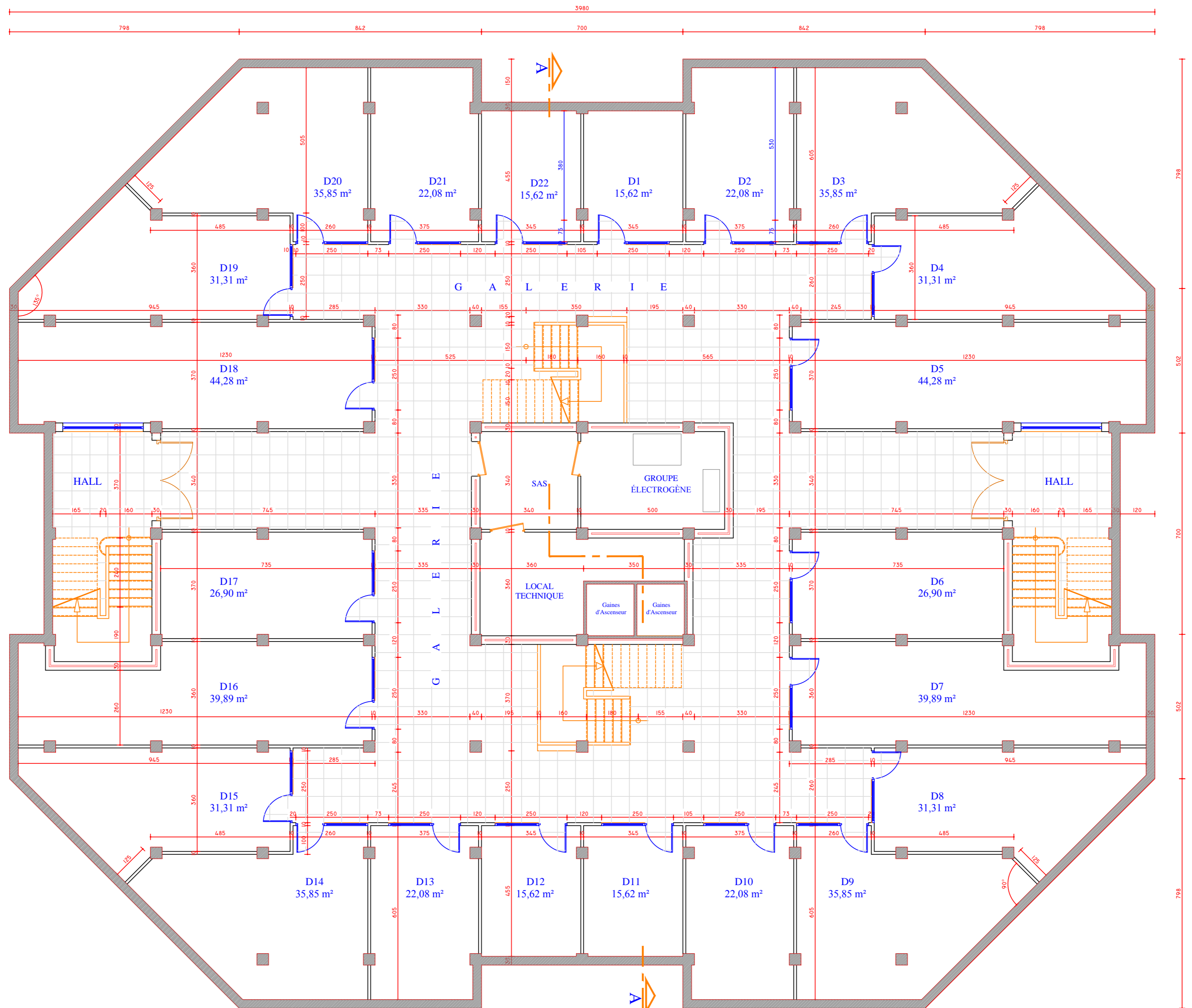


FACADE NORD

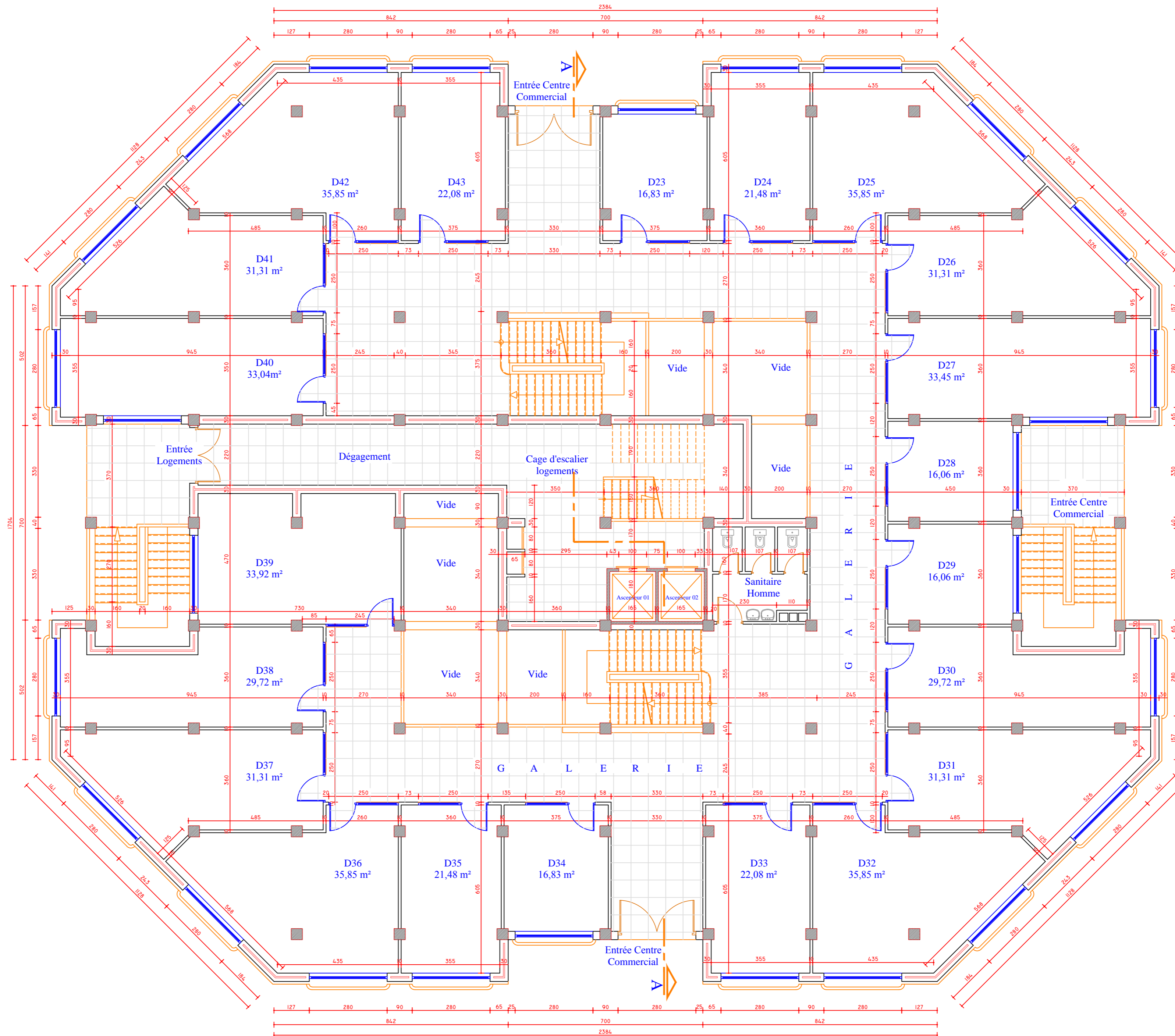


**COUPE A-A**

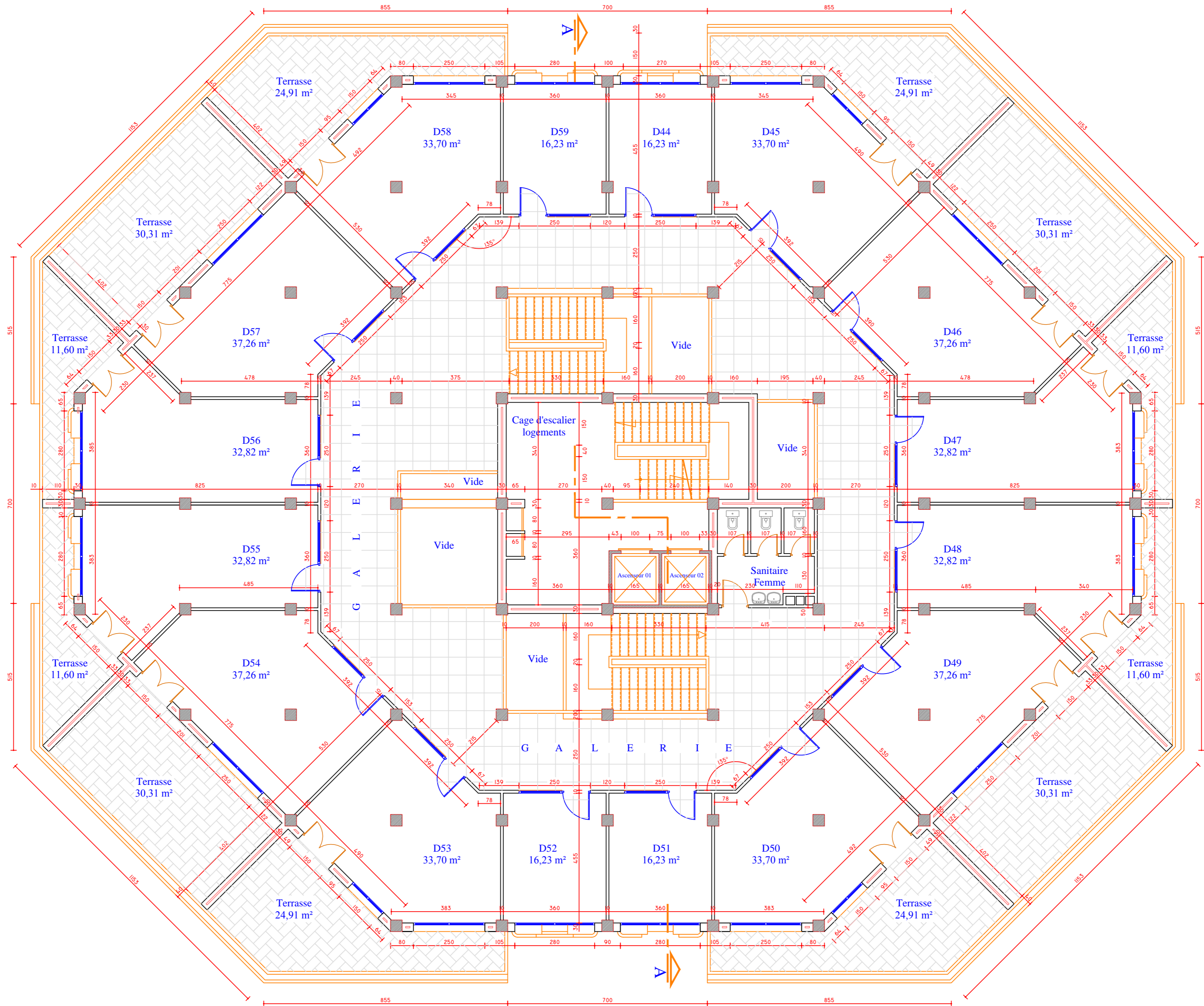




**PLAN SOUS-SOL**

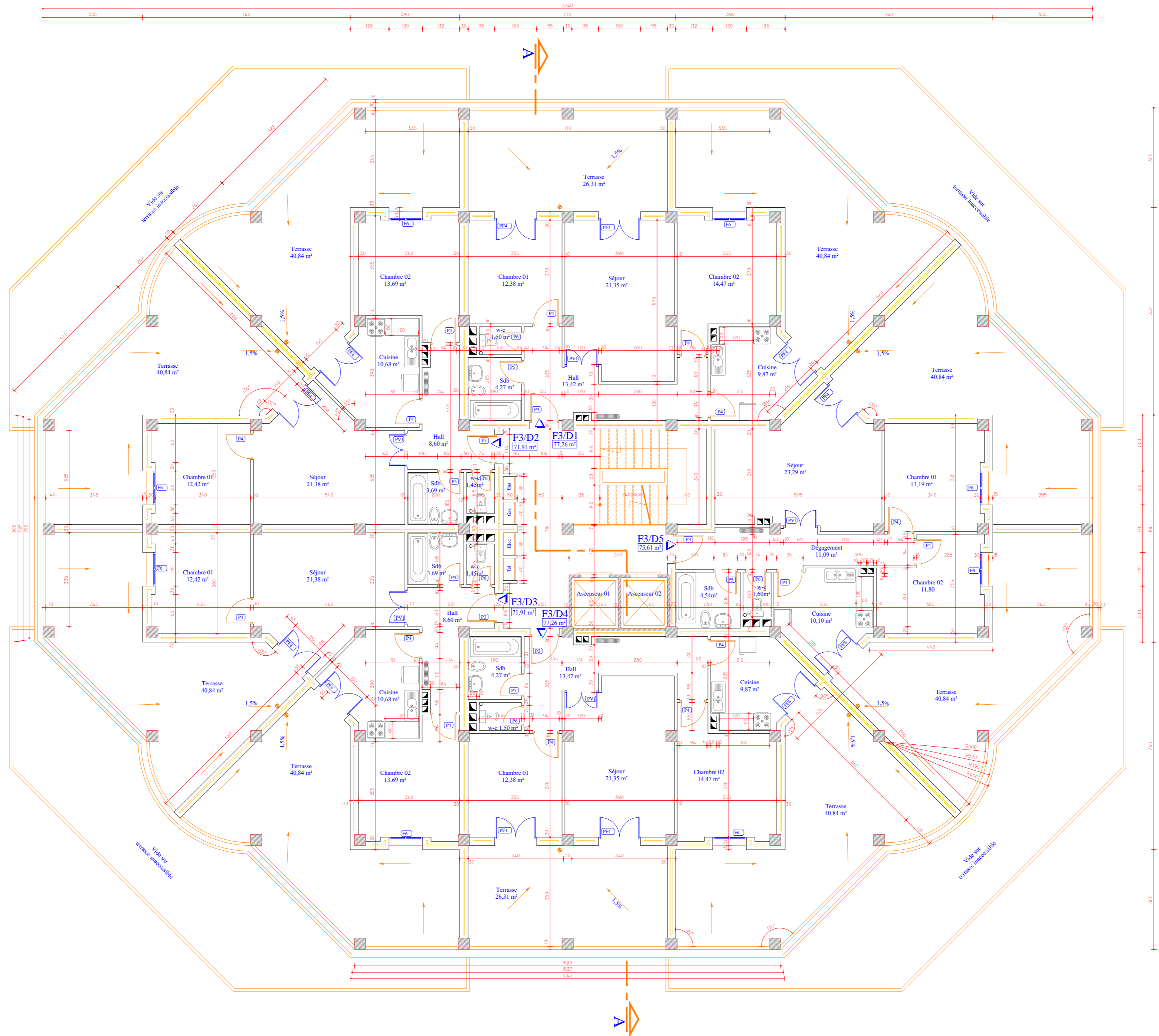


**PLAN R.D.C.**

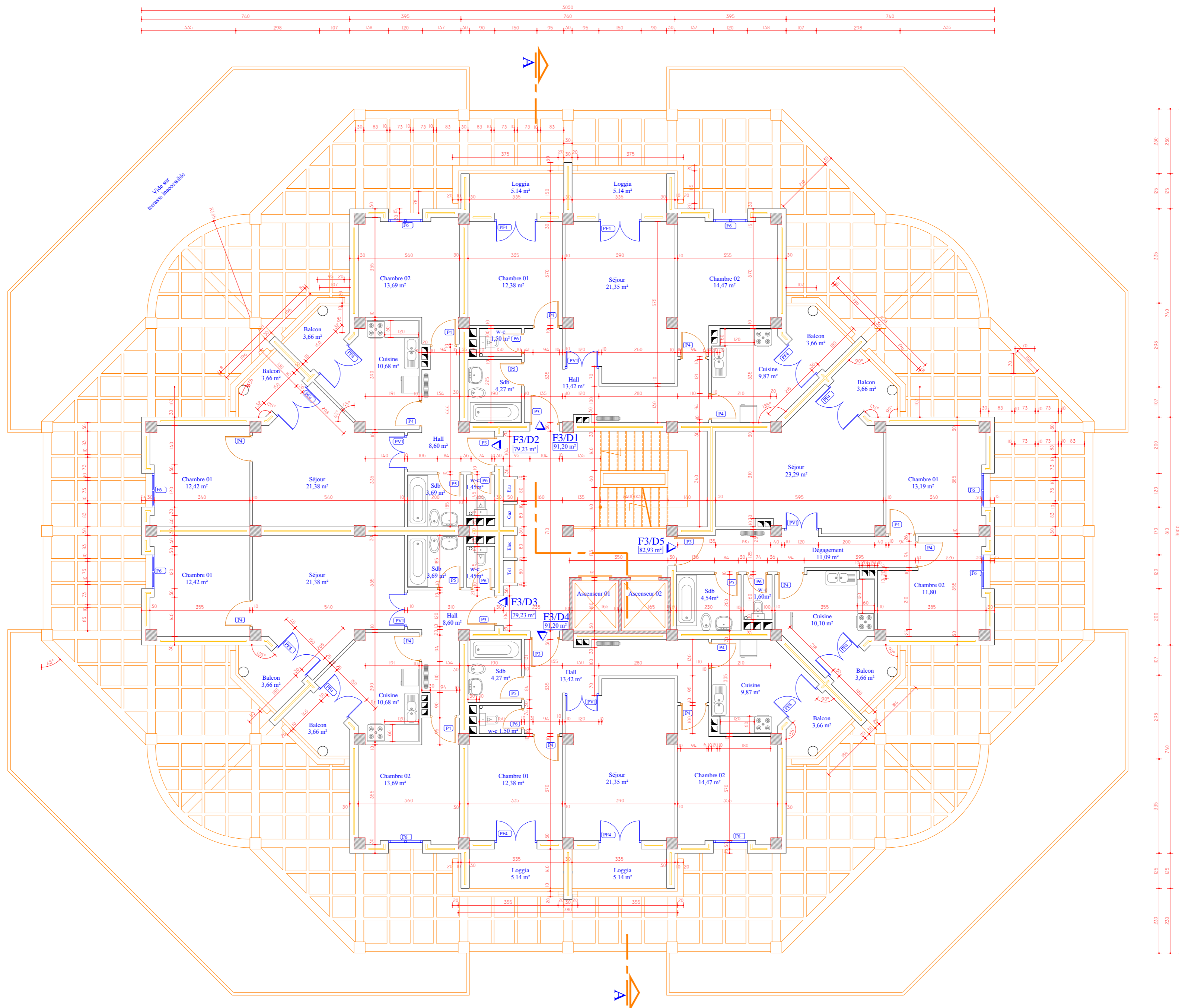


**PLAN ETAGE 01**

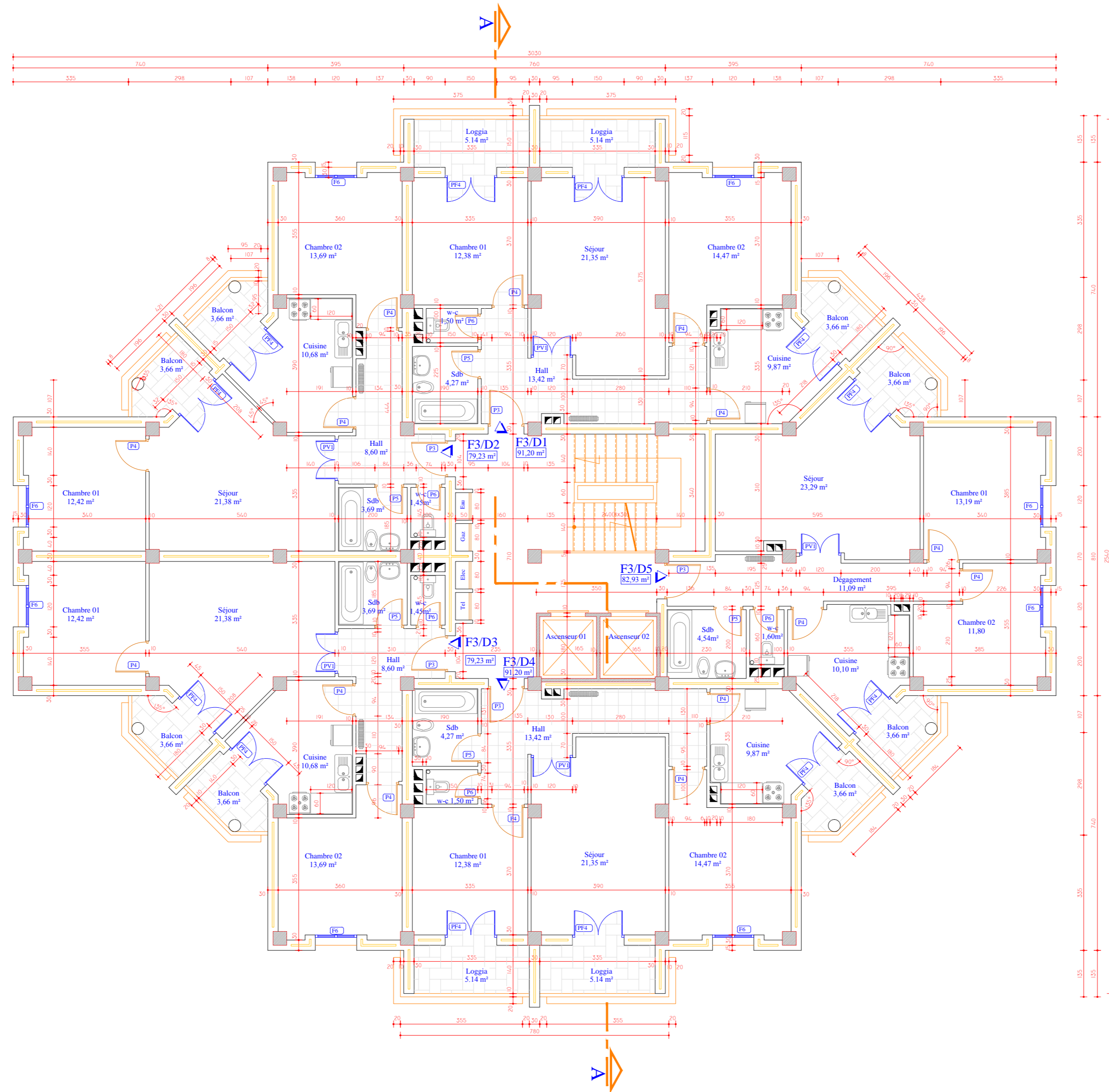




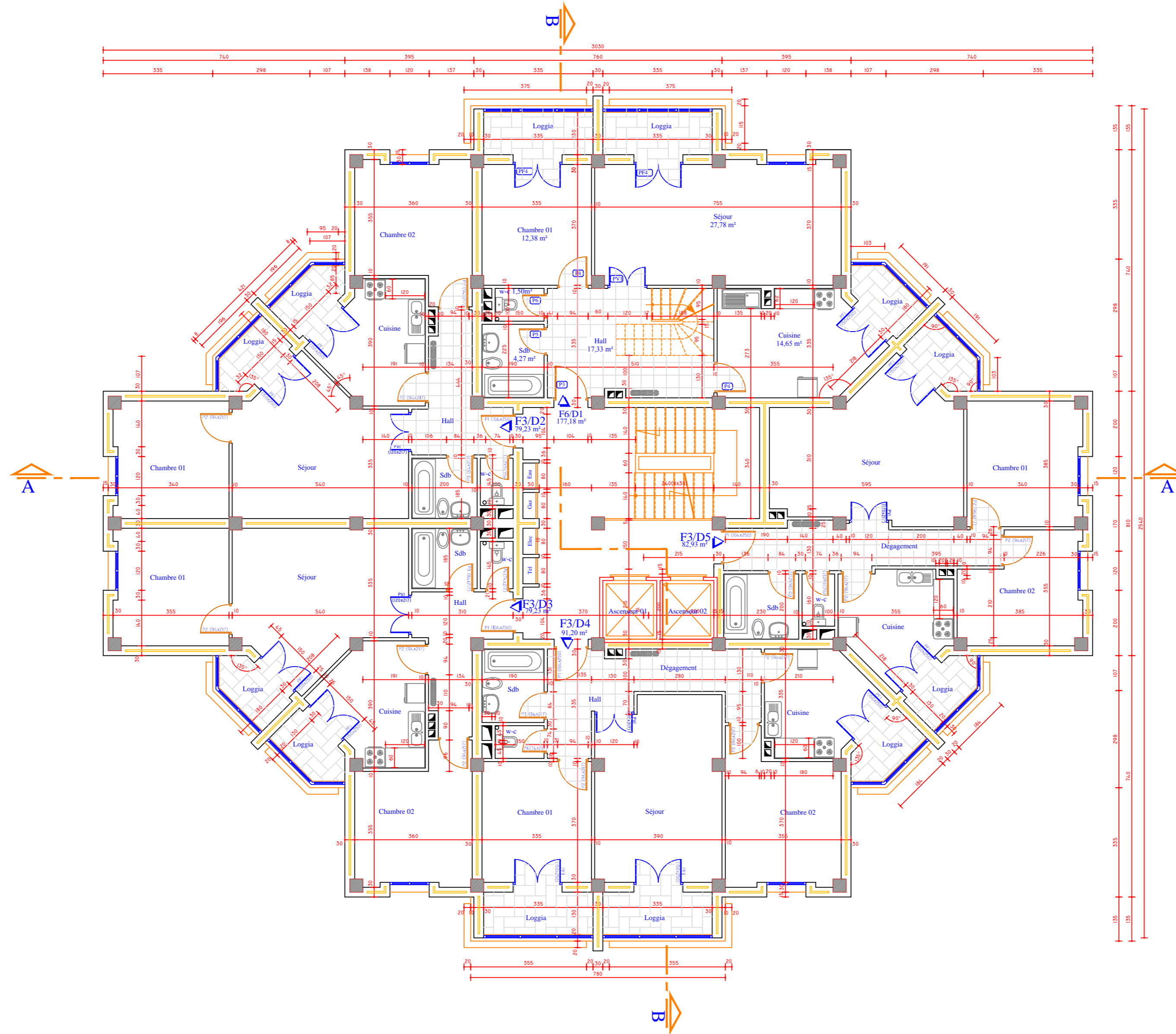
**PLAN ETAGE 02**



**PLAN ETAGE 03**

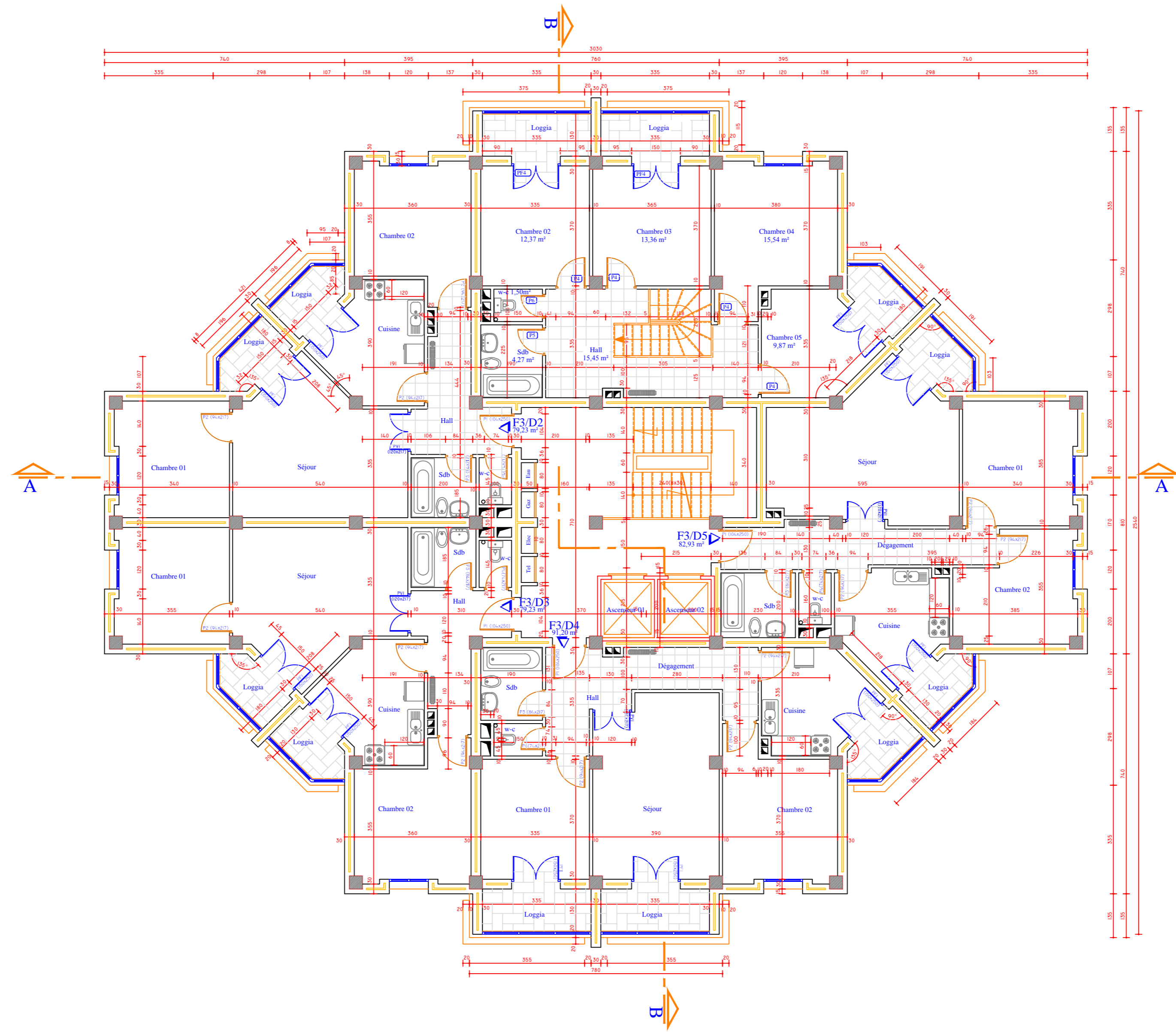


**PLAN ETAGE 04 à 09**

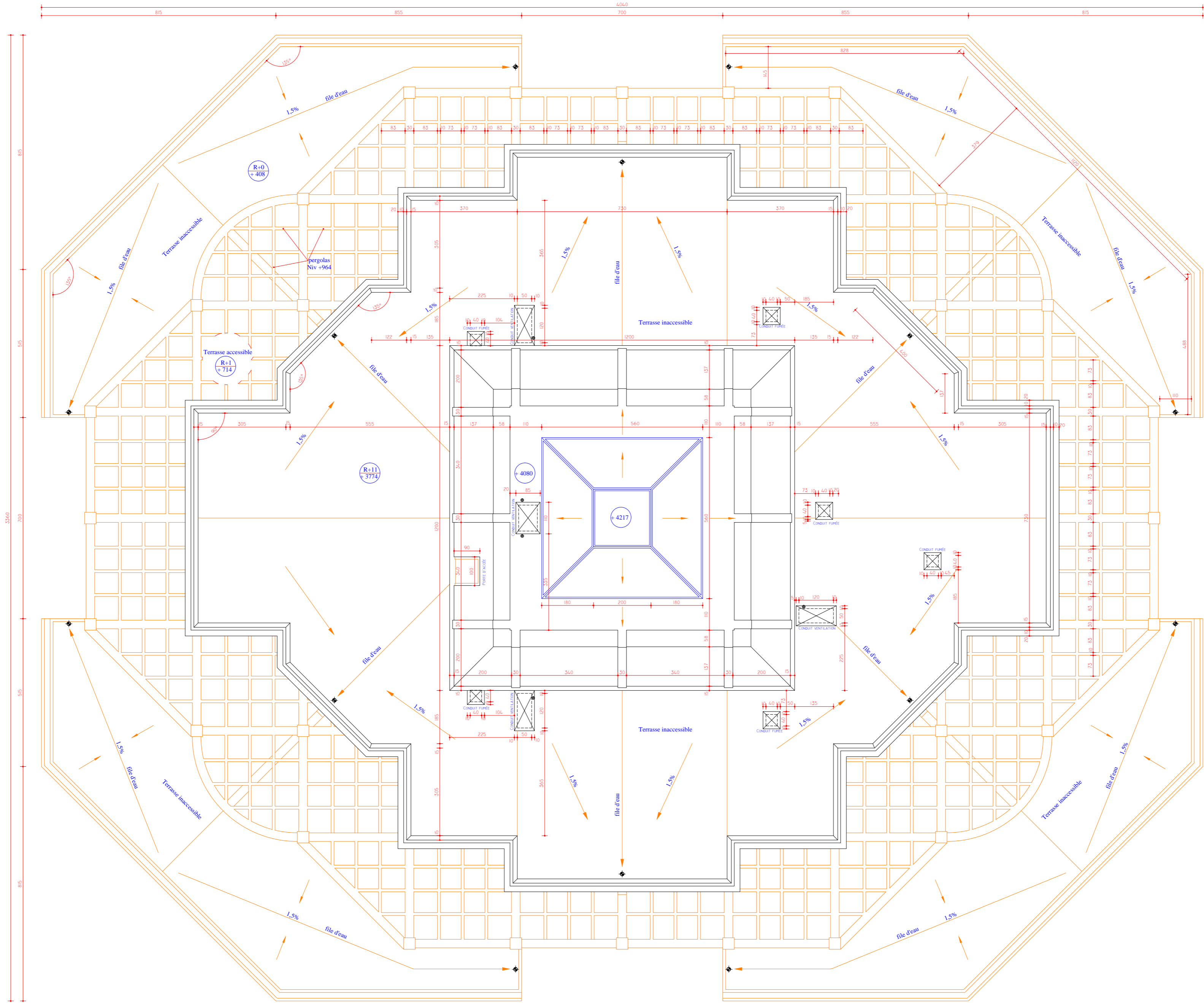


**PLAN ETAGE 10**





**PLAN ETAGE 11**



**PLAN TOITURE**