

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



Faculté de Technologie  
Département de **Génie Civil**

# Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Génie Civil**

Option : **Structures**

**Thème :**

**Etude d'un bâtiment (R+10+2 entresols+sous-sol) en béton armé à usage d'habitation et bureaux contreventé par un système mixte (voile-portique)**

**Réalisé par :**

**IDJERAOUI Zouhir**

**BOUNAB Fouad**

**Encadré par:**

**M<sup>me</sup> : H.SEKKOUR**

**Jury:**

**M<sup>me</sup> : BERRAH**

**M<sup>me</sup> : SOUIDI**

Promotion 2019/2020

# *REMERCIEMENTS*

*Nous remercions, en premier lieu, notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer notre travail.*

*En second lieu, nous tenons à remercier notre promotrice M<sup>ME</sup> SEKKOUR qui a été très passionnante avec nous durant toute l'année.*

*Nous remercions beaucoup nos enseignants qui ont principalement contribué à notre formation.*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

- *A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi et mon donné un magnifique modèle de labeur et afin de me voir devenir ce que je suis.*

- *Ainsi qu'à ma famille et a touts mes amis.*

*Zouhír*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce mémoire :*

*Avant tout a mes chers  
parents qui m'ont soutenu et  
m'on donné plus de volonté au  
travail*

*A mon cher frère et mes deux  
chères sœurs*

*A tous mes meilleurs amis et  
ceux qui me sont chères*

*Fouad*

# TABLE DES MATIERES

---

## Introduction générale

<b>Chapitre I :</b> .....	1
<b>Généralités</b> .....	1
I.1. Introduction .....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage .....	1
I.3. Caractéristiques géométriques de la structure .....	1
I.4. Présentation de la structure .....	1
I.4.1. Eléments structuraux .....	1
I.5. Caractéristiques du sol d'assise .....	2
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	2
I.6.1. Le béton .....	2
I.6.1.1. Résistance caractéristique à la compression (art A.2.1, 11 CBA93) .....	2
I.6.1.2. Résistance caractéristique à la traction .....	3
I.6.1.3. Modules de déformation longitudinale du béton .....	3
I.6.1.4. Coefficient de poisson.....	3
I.6.1.5. Diagramme contrainte déformation .....	3
I.6.1.6. Contraintes limite de compression à L'ELU.....	4
I.6.1.7. La contrainte de compression à l'ELS .....	4
I.6.1.8. Contrainte ultime de cisaillement (du béton).....	4
I.6.2. L'acier : .....	4
I.7. Règlements et normes utilisés : Les règlements et normes utilisés sont.....	6
I.8. Conclusion : .....	6

<b>Chapitre II :</b> .....	
----------------------------	--

<b>Prédimensionnement des éléments</b> .....	
II.1. Introduction : .....	7
II.2. Les Planchers:.....	7
II.2.1. Planchers à corps creux : .....	7
II.3. Pré dimensionnement des poutres : .....	7
II.3.1. Les poutres principales : .....	7
II.3.2. Les poutres secondaires.....	8
II.4. Pré dimensionnement des poutrelles .....	8
II.4.1. Les des dalles pleines .....	9

# TABLE DES MATIERES

---

II.5. Pré dimensionnement des voiles.....	13
II.5.1. Définition : .....	13
II.6. Pré dimensionnement des escaliers .....	14
II.6.1. Définitions : .....	14
II.6.2. Dimensionnement : .....	14
II.6.2.1. Calcul du nombre de marche et de contre marche .....	14
II.6.2.2. Épaisseur de la paillasse : .....	15
II.7. Ascenseur : .....	15
II.8. Pré dimensionnement de l'acrotère : .....	16
II.9. Pré dimensionnement des poteaux : .....	16
II.10. Evaluation des charges et surcharges sur les planchés .....	18
II.10.1. Terrasse inaccessible .....	18
II.10.2. Plancher des étages courants .....	18
II.10.3. Dalle plane .....	19
II.10.4. Les murs extérieurs (double parois en brique creuse).....	20
II.10.5. Les escaliers .....	21
II.10.6. Toiture du comble : .....	22
II.10.7. Surcharge d'exploitation .....	22
II.11. Descente de charge.....	22
II.11.1. Descente de charge du Poteau 1 :.....	23
II.11.1.1. Calcule des surfaces afférentes : .....	23
II.11.1.2. Calcul des poids propres : .....	24
II.11.1.3. Loi de dégression des charges : .....	26
II.11.1.4. Application de la Descente de charge : .....	27
II.11.2. Descente de charge du Poteau 2 :.....	29
II.11.2.1. Calcule des surfaces afférentes : .....	29
II.11.2.2. Calcul des poids propres : .....	30
II.11.2.3. Application de la Descente de charge : .....	32
II.11.3. Le poteau le plus sollicité : .....	33
II.11.4. Vérifications du poteau P1 .....	34
II.12. Conclusion .....	36
<b>Chapitre III : .....</b>	<b>37</b>
<b>Etude des éléments secondaires.....</b>	<b>37</b>

# TABLE DES MATIERES

---

III.1.	Introduction :.....	38
III.2.	Les planchers .....	38
III.2.1.	Planchers à corps creux :.....	38
III.2.1.1.	Calcul des poutrelles :.....	38
III.2.1.2.	Ferraillage des poutrelles:.....	46
III.2.1.3.	Vérifications à ELU :.....	50
III.2.1.4.	Vérifications à l'ELS .....	52
III.2.1.5.	Schéma de ferraillage des poutrelles .....	58
III.2.1.6.	Ferraillage de dalle de compression : CBA 93(Art B.6.8.2.3) .....	59
III.2.2.	Planchers de dalles pleines :.....	60
III.2.2.1.	Etudes des dalles.....	60
III.3.	Etude de l'acrotère .....	91
III.3.1.	Hypothèses de calcul .....	91
III.3.2.	Evaluation des charges .....	92
III.3.3.	Calcul des sollicitations.....	92
•	ELU fondamental :.....	92
•	ELU accidentelle :.....	93
•	ELS: .....	93
III.3.4.	Ferraillage.....	93
III.3.4.1.	Calcul du Ferraillage à L'ELU fondamental.....	94
III.3.4.2.	Calcul du Ferraillage à L'ELU accidentelle.....	94
III.3.4.1.	Vérification à L'ELS .....	95
III.4.	Étude de escalier .....	97
III.4.1.	Evaluation et combinaison des charge de l'escalier.....	97
III.4.2.	Calcul des sollicitations :.....	98
III.4.3.	Ferraillage.....	102
III.4.4.	Schéma de ferraillage de l'escalier.....	106
III.4.5.	Etude de la poutre palière.....	106
III.4.5.1.	Pré dimensionnement .....	106
III.4.5.2.	Vérification des conditions du RPA 99 version 2003 .....	106
III.4.5.3.	Calcul de la poutre palière .....	107
III.4.5.4.	Ferraillage à la flexion simple .....	107
III.4.5.5.	Calcul de la poutre palière à la torsion .....	108
III.4.5.6.	Vérifications à ELS : .....	110

# TABLE DES MATIERES

---

III.4.5.7. Schéma de ferrailage .....	110
III.5. Etude la poutre de chaînage .....	111
III.5.1. Dimensionnement (RPA 99/2003 article 9.3.3) .....	111
III.5.2. Sollicitations.....	111
III.5.3. Ferrailage.....	112
III.5.3.1. Vérifications ELU.....	112
III.5.3.2. Vérifications ELS .....	112
III.5.3.3. Schéma de ferrailage .....	112
III.6. Etude de l'ascenseur.....	113
III.6.1. Caractéristiques de l'ascenseur: .....	113
III.6.2. Cas de charge répartie .....	113
III.6.3. Cas d'une charge concentrée :.....	117
<b>Chapitre IV :</b> .....	
<b>Etude dynamique</b> .....	
IV.1. Introduction :.....	118
IV.2. Méthodes de calcul: .....	118
IV.2.1. Méthode statique équivalente:.....	118
IV.2.2. Méthodes d'analyse dynamique :.....	121
IV.2.2.1. Modélisation de la structure : .....	122
IV.2.2.2. Analyse du comportement de la structure .....	122
IV.2.2.3. Analyse spectrale.....	124
IV.3. Justification de l'interaction voile-portique : .....	125
IV.3.1. Sous charges verticales.....	125
IV.3.2. Sous charges horizontales : .....	126
IV.4. Vérification de la rigidité de la structure .....	127
IV.4.1. Vérification La période fondamental .....	127
IV.4.2. Vérification de la résultante de la force sismique : .....	128
IV.5. Vérification de l'effort normale réduit :.....	128
IV.6. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.....	129
IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ : RPA99/V2003 (Article 5.9).....	130
IV.8. Conclusion : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>



# TABLE DES MATIERES

---

<b>Chapitre V :</b> .....	
<b>Etude des éléments structuraux</b> .....	
V.1. Introduction .....	132
V.2. Étude des poteaux : .....	132
V.2.1. Recommandations du RPA99/2003 : .....	132
V.2.1.1. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1) .....	132
V.2.1.2. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2) .....	133
V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux .....	134
V.2.3. Calcul de ferrailage .....	135
V.2.4. Armatures transversales .....	135
V.2.5. Vérifications nécessaire .....	136
V.2.5.1. Vérification au flambement .....	136
V.2.5.2. Vérifications des contraintes .....	138
V.2.5.3. Vérifications aux sollicitations tangente .....	139
V.3. Etude des poutres .....	141
V.3.1. Ferrailage .....	142
V.3.1.1. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1) .....	142
V.3.1.2. Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2) .....	142
V.3.1.3. Dispositions constructives des portiques : (RPA 99/2003) .....	143
V.3.1.4. Recommandation de BAEL 91/99 .....	143
V.3.1.5. Calcul du ferrailage : .....	144
V.3.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 : .....	144
V.3.1.7. Les armatures transversales : .....	145
V.3.1.8. Vérification à l'ELU : BAEL91(Art F.IV.2) .....	145
V.3.1.9. Vérifications ELS : BAEL91(Art E.III.1) .....	146
V.3.2. Schéma de ferrailage des poutres .....	147
V.3.3. Vérification des zones nodales .....	151
V.3.3.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux .....	151
V.3.3.2. Déterminations des moments résistant dans les poutres .....	152
V.4. Etude des voiles : .....	152
V.4.1. Recommandation du RPA 99/2003 .....	153
V.4.1.1. Armatures verticales .....	153
V.4.1.2. Armatures horizontales .....	153

# TABLE DES MATIERES

---

V.4.1.3.	Armatures transversales .....	153
V.4.1.4.	Armatures de coutures .....	153
V.4.1.5.	Règles communes (armatures verticales et horizontales) .....	153
V.4.2.	Calcul des sollicitations revenant aux voile .....	154
V.4.3.	Ferraillage.....	156
V.4.3.1.	Schéma de ferraillage.....	157
V.4.4.	Conclusion.....	158

## **Chapitre VI :** .....

### **Etude de l'infrastructure**.....

VI.1.	Introduction.....	459
VI.2.	Choix du type de fondation.....	159
VI.3.	Vérification des semelles isolées : .....	160
VI.4.	Vérification des semelles filantes .....	160
VI.5.	Radier général .....	161
VI.5.1.	Pré dimensionnement .....	161
VI.5.1.1.	La condition de coffrage.....	161
VI.5.1.2.	La condition de rigidité .....	161
VI.5.1.3.	Calcul du Poids.....	162
VI.5.2.	Les Vérifications nécessaires .....	162
VI.5.2.1.	Vérification au poinçonnement .....	162
VI.5.2.2.	Vérification au cisaillement.....	163
VI.5.2.3.	Vérification des contraintes dans le sol :DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 a).....	163
VI.5.2.4.	Vérification de la stabilité au renversement : .....	164
VI.5.3.	Ferraillage du radier : .....	164
VI.5.3.1.	Calcul des sollicitations.....	164
VI.5.4.	Etude des nervures .....	168
VI.5.4.1.	Calcul des sollicitations.....	170
VI.5.4.2.	Ferraillage de la nervure.....	171
VI.6.	Voile périphérique .....	175
VI.6.1.	Dimensionnement des voiles.....	175
VI.6.2.	Evaluation des charges et surcharges .....	175
VI.6.3.	Ferraillage du voile.....	175
VI.6.4.	Schéma de ferraillage du voile périphérique.....	178

# *TABLE DES MATIERES*

---

VI.7. Conclusion: .....	179
<b>Conclusion général</b>	
<b>Bibliographie</b>	
<b>Annexes</b>	
<b>Plan de la structure</b>	

# TABLE DES FIGURES

---

Figure I. 1	Diagramme des contraintes-déformations du béton .....	3
Figure I. 2	Diagramme contrainte déformation de l'acier. ....	5
Figure II 1	Plancher à corps creux .....	7
Figure II 2	Coupe transversale d'une poutrelle .....	9
Figure II 3	Localisation des différentes dalles pleines.....	10
Figure II 4	Dalles pleines sur 2 appuis.....	12
Figure II 5	Dalles pleines sur 3 appuis.....	12
Figure II 6	Dalles pleines sur 3 appuis.....	13
Figure II 7	Coupe de voile en élévation .....	13
Figure II 8	Schéma de terminologie d'escalier .....	14
Figure II 9	Sollicitations sur l'acrotère.....	16
Figure II 10	Eléments constituant le plancher « étage-courant » .....	18
Figure II 11	Localisation des poteaux P1 et P2 .....	22
Figure III 1	Diagramme des moments à deux travées .....	39
Figure III 2	Diagrammes des moments à plusieurs travées .....	39
Figure III 3	Diagramme des efforts tranchants à deux travées .....	40
Figure III 4	Diagramme des efforts tranchants à plusieurs travées .....	40
Figure III 5	Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle Type 3 à L'ELU .....	44
Figure III 6	Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle Type 3 .....	45
Figure III 7	Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....	59
Figure III 8	Schéma de ferrailage de panneau de dalle D1 .....	63
Figure III 9	Schéma de ferrailage de panneau de dalle D2, D3 et D4.....	74
Figure III 10	Schéma de ferrailage de panneau de dalle D5 .....	79
Figure III 11	Schéma de ferrailage de panneau de dalle D6 .....	83
Figure III 12	Schéma de ferrailage de panneau de dalle D7 .....	87
Figure III 13	Schéma de ferrailage de panneau de dalle D8.....	91
Figure III 14	Les sollicitations sur L'acrotère.....	92
Figure III 15	Schéma de ferrailage de L'acrotère .....	97
Figure III 16	Schéma statique de l'escalier courant à L'ELU .....	98
Figure III 17	Diagrammes des efforts tranchant.....	99
Figure III 18	Diagrammes des moments.....	100

# TABLE DES FIGURES

---

Figure III 19	Schéma statique de l'escalier courant à L'ELS.....	100
Figure III 20	Diagrammes des Efforts tranchants .....	102
Figure III 21	Diagrammes des moments.....	102
Figure III 22	Schéma de ferrailage de l'escalier.....	106
Figure III 23	Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	110
Figure III 24	Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage .....	112
Figure III 25	Ferrailage de la dalle cas charge répartie.....	116
Figure III 26	Schéma de ferrailage de la dalle cas charge concentrée.....	120
Figure IV 1	Disposition des voiles .....	122
Figure IV 2	Vue 3D.....	122
Figure IV 3	Premier mode de déformation (translation suivant Y) .....	122
Figure IV 4	Deuxième mode de déformation (translation suivant X) .....	123
Figure IV 5	Troisième mode de déformation (rotation suivant Z) .....	123
Figure IV 6	Réponse spectrale de la structure .....	125
Figure V 1	La Zone nodale.....	133
Figure V 2	Section du poteau .....	138
Figure V 3	Schéma principe de ferrailage et de réduction de section de poteaux.....	141
Figure V 4	Dispositions constructive des portiques.....	143
Figure V 5	Ferrailage du voile Vy1.....	157
Figure VI 1	Schéma d'une semelle.....	160
Figure VI 2	Dimensions du radier .....	161
Figure VI 3	Présentation de zone d'impact de la charge compactée .....	162
Figure VI 4	Panneau de dalle du radier .....	164
Figure VI 5	Schéma de ferrailage de radier .....	168
Figure VI 6	Schéma de rupture des dalles du radier .....	169
Figure VI 7	Schéma des nervures dans le sens x-x.....	169
Figure VI 8	Schéma des nervures dans le sens y-y .....	169
Figure VI 9	Section de la nervure a ferraille .....	171
Figure VI 10	Répartition des contraintes sur le voile périphérique .....	176
Figure VI 11	Schéma de ferrailage du voile périphérique .....	178

# TABLE DES TABLEAUX

---

Tableau I. 1	fe en fonction du type d'acier .....	5
Tableau II 1	Poteau des différents niveaux .....	17
Tableau II 2	Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible .....	18
Tableau II 3	Evaluation des charges dans le plancher d'étages courant .....	19
Tableau II 4	Evaluation des charges sur les balcons.....	19
Tableau II 5	Evaluation des charges de la dalle plane.....	20
Tableau II 6	Evaluation des charges dans les murs extérieurs .....	20
Tableau II 7	Evaluation des charges sur la volée .....	21
Tableau II 8	Evaluation des charges du palier .....	21
Tableau II 9	Surcharges d'exploitation.....	22
Tableau II 10	Vérification des poteaux à la compression simple.....	35
Tableau II 11	Vérification des poteaux au flambement.....	35
Tableau III 1	Les différents types de poutrelles .....	41
Tableau III 2	Les différentes charges sur les poutrelles .....	42
Tableau III 3	Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation .....	45
Tableau III 4	Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible .....	46
Tableau III 5	Les sollicitations des poutrelles du plancher des bureaux .....	46
Tableau III 6	Ferraillage poutrelles du plancher d'habitation.....	49
Tableau III 7	Ferraillage poutrelles du Plancher terrasse inaccessible .....	49
Tableau III 8	Ferraillage poutrelles du plancher de bureaux.....	49
Tableau III 9	Vérifications de l'effort tranchant en travée.....	51
Tableau III 10	Vérifications de l'effort tranchant en appuis intermédiaire.....	52
Tableau III 11	Vérifications de l'effort tranchant en appuis de rive .....	52
Tableau III 12	Vérification de l'état limite de compression du béton de plancher d'habitation et terrasse inaccessible .....	54
Tableau III 13	Vérifications de l'état limite de compression du béton de plancher de bureaux.....	54
Tableau III 14	Vérifications de la fléché pour plancher terrasse inaccessible .....	57
Tableau III 15	Vérifications de la fléché pour plancher de bureaux.....	58
Tableau III 16	Schémas de ferraillage des poutrelles .....	58
Tableau III 17	Vérification des contraintes .....	62
Tableau III 18	Ferraillage de panneau D1 en travée et en appuis.....	64

# TABLE DES TABLEAUX

---

Tableau III 19	Vérification des contraintes en travée .....	66
Tableau III 20	Vérification des contraintes en appuis.....	66
Tableau III 21	Ferraillage de panneau D1 en travée et en appuis.....	68
Tableau III 22	Vérification des contraintes en travée .....	69
Tableau III 23	Vérification des contraintes en appuis.....	69
Tableau III 24	Ferraillage de panneau D1 en travée et en appuis.....	71
Tableau III 25	Vérification des contraintes en travée .....	73
Tableau III 26	Vérification des contraintes en appuis.....	73
Tableau III 27	Vérification des contraintes .....	76
Tableau III 28	Vérification des contraintes pour le panneau D6 .....	82
Tableau III 29	Vérifications de la fléché pour le panneau D6 .....	82
Tableau III 30	Ferraillage de panneau D1 en travée et en appuis.....	84
Tableau III 31	Vérification des contraintes en travée .....	86
Tableau III 32	Vérification des contraintes en appuis.....	86
Tableau III 33	Vérification de la fléché pour le panneau D7 .....	87
Tableau III 34	Ferraillage de panneau D1 en travée et en appuis.....	89
Tableau III 35	Vérification des contraintes en travée .....	90
Tableau III 36	Vérification des contraintes en appuis.....	90
Tableau III 37	Différentes combinaisons à utiliser .....	92
Tableau III 38	Vérification de contrainte de béton.....	105
Tableau III 39	Ferraillage de la poutre palière .....	107
Tableau III 40	Calcul des sollicitations à l'ELU et à L'ELS.....	108
Tableau III 41	Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple .....	109
Tableau III 42	Ferraillage de la poutre palière à la torsion .....	109
Tableau III 43	Vérification de la compression dans la poutre palière .....	110
Tableau III 44	Ferraillage de la poutre de chaînage.....	112
Tableau III 45	Vérification de la contrainte dans le béton.....	112
Tableau III 46	Ferraillage de la dalle d'ascenseur cas charge répartie .....	114
Tableau III 47	Vérification des contraintes dans la dalle d'ascenseur.....	116
Tableau III 48	Ferraillage de la dalle cas charge concentrée.....	119
Tableau III 49	Vérification de la contrainte dans le béton.....	120
Tableau IV 1	Période de vibration et taux de participation des masses modales .....	124

# *TABLE DES TABLEAUX*

---

Tableau IV 2 Interaction sous charges verticales.....	125
Tableau IV 3 Interactions sous charge horizontales .....	126
Tableau IV 4 Interactions sous charge horizontales .....	127
Tableau IV 5 Vérification de l'effort tranchant à la base .....	127
Tableau IV 6 Vérification de l'effort tranchant à la base .....	128
Tableau IV 7 Vérification de l'effort normal réduit .....	128
Tableau IV 8 Vérification de déplacement relatif dans le sens (X-X) et (Y-Y) .....	129
Tableau IV 9 Vérification de l'effet P- $\Delta$ dans le sens (X-X) et (Y-Y) .....	130
Tableau V 1 Armatures minimales et maximales dans les poteaux .....	133
Tableau V 2 Les sollicitations dans les poteaux.....	134
Tableau V 3 Ferrailage des poteaux .....	135
Tableau V 4 Calcul des armatures transversales pour les poteaux .....	136
Tableau V 5 Vérifications du flambement des poteaux .....	137
Tableau V 6 Vérifications de la contrainte dans le béton pour poteaux .....	138
Tableau V 7 Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux .....	139
Tableau V 8 Schémas du ferrailage des poteaux.....	140
Tableau V 9 Ferrailages des poutres principales et secondaires .....	144
Tableau V 10 Vérifications des contraintes tangentielles .....	146
Tableau V 11 Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement .....	146
Tableau V 12 Vérifications de l'état limite de compression du béton .....	147
Tableau V 13 Vérification de la flèche pour les poutres .....	147
Tableau V 14 Schéma de ferrailage de la poutre principale .....	147
Tableau V 15 Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires.....	148
Tableau V 16 Les moments résistants dans les poteaux.....	151
Tableau V 17 Vérifications de la zone nodale.....	152
Tableau V 18 Les sollicitations revenant aux voiles 'Vx1, Vx2, Vx3, Vy1, Vy2 .....	154
Tableau V 19 Ferrailage des voiles .....	157
Tableau VI 1 Ferrailage du radier en travée et en appuis .....	165
Tableau VI 2 Vérification des contraintes en travée.....	167
Tableau VI 3 Ferrailage du radier en travée à L'ELS .....	167
Tableau VI 4 Sollicitations des nervures dans le sens x-x .....	170



# ***TABLE DES TABLEAUX***

---

<b>Tableau VI 5</b>	<b>Sollicitations des nervures dans le sens y-y .....</b>	<b>171</b>
<b>Tableau VI 6</b>	<b>Ferraillage de la nervure sens x-x .....</b>	<b>172</b>
<b>Tableau VI 7</b>	<b>Ferraillage de la nervure sens y-y .....</b>	<b>172</b>
<b>Tableau VI 8</b>	<b>Vérification de l'effort tranchant dans les nervures.....</b>	<b>172</b>
<b>Tableau VI 9</b>	<b>Vérification des contraintes dans la nervure.....</b>	<b>173</b>
<b>Tableau VI 10</b>	<b>Schéma de ferraillage des nervures.....</b>	<b>174</b>
<b>Tableau VI 11</b>	<b>Ferraillage du radier en travée et en appuis .....</b>	<b>177</b>
<b>Tableau VI 12</b>	<b>Vérification des contraintes en travée.....</b>	<b>178</b>

# NOTATIONS

---

La signification des notations est la suivante :

**E** : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

**G** : Charges permanentes.

**Q** : Action variables quelconque.

**S** : Action dues à la neige.

**W** : Action dues au vent.

**A<sub>s</sub>** : Aire d'un acier.

**B** : Aire d'une section de béton.

**E** : Module d'élasticité longitudinal.

**E<sub>b</sub>** : Module de déformation longitudinale du béton.

**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée.

**E<sub>n</sub>** : Module de déformation sous fluage.

**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.

**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différée ( $E_{vj}$  pour un chargement appliqué à l'âge de « j » jours).

**F** : Force ou action en général.

**I** : Moment d'inertie.

**L** : Longueur ou portée.

**M** : Moment en général.

**M<sub>g</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

**M<sub>q</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

**M<sub>0</sub>**: moment isostatique.

**M<sub>i</sub>** : Moment à l'appui i

**M<sub>g</sub>** et **M<sub>d</sub>**: Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

**M<sub>j</sub>** : Moment correspondant à j.

**M<sub>g</sub>**: Moment correspondant à g.

**M<sub>q</sub>**: Moment correspondant à q.

# NOTATIONS

---

$N_s$  : Effort normal de service.

$N_u$  : Effort normal ultime.

$N$  : Effort normale du aux charges verticales.

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

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

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

$d$  : 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 positivement vers les compressions.

$f$  : Flèche.

$f_{ji}$  : 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  $v$ .

$\Delta f_{t adm}$  : 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  $j=28j$ .

$g$  : Densité des charges permanentes.

$h$  : 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.

$j$  : Nombre de jours.

$l_f$  : Longueur de flambement.

# NOTATIONS

---

$l_s$  : Longueur de scellement.

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

$p$  : Action unitaire de la pesanteur.

$q$ : Charge variable.

$S_t$ : Espacement des armatures transversales.

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

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

$B_r$  : Section réduite.

$C_T$ : 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.

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

$F$  : Coefficient de sécurité = 1.5.

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$I$  : Moment d'inertie (m<sup>4</sup>).

$I_{ji}$  : 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  $v$ .

$Q$  : Facteur de qualité.

$q_u$ : Charge ultime.

$q_s$  : Charge de service.

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

$P$  : Longueur fictive.

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

$n$  : Nombre de marches sur la volée.

# NOTATIONS

---

**R** : Coefficient de comportement global.

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

**V** : Effort tranchant.

**W** : Poids propre de la structure.

**W<sub>QI</sub>** : Charges d'exploitation.

**W<sub>GI</sub>** : Poids des charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de compression dans l'acier

**σ<sub>j</sub>** : Contrainte correspondant à j.

**σ<sub>g</sub>** : Contrainte correspondant à g.

**σ<sub>q</sub>** : Contrainte correspondant à q.

**γ<sub>w</sub>** : Poids volumique de l'eau (t/m<sup>3</sup>).

**γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité.

**γ<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité.

**φ** : Angle de frottement interne du sol (degrés).

**σ<sub>adm</sub>** : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

**τ<sub>u</sub>** : Contrainte de cisaillement (MPa).

**η** : Facteur d'amortissement.

**β** : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

**μ<sub>l</sub>** : Moment réduit limite.

**μ<sub>u</sub>** : Moment ultime réduit.

**λ<sub>i</sub>** : Coefficient instantané.

**λ<sub>v</sub>** : Coefficient différé.

# *Introduction générale*

---

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (bureaux + habitations) en (R+10+2 entresols+sous sols) implanté à BEJAIA qui est classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que la plus part des bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Donc il y a lieu de déterminer le comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs, et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

- Chapitre 1, qui est consacré pour les généralités.
- Chapitre 2, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Chapitre 3, pour l'étude des éléments secondaires.
- Chapitre 4, pour l'étude dynamique.
- Chapitre 5, pour l'étude des éléments principaux.
- Chapitre 6, pour l'étude de l'infrastructure.

*Chapitre I :*

# Généralités

# Chapitre I : Généralités

---

## I.1. Introduction

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

## I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+10+ 2 entresols+ sous-sol) implanté à OUED GHIR (W) DE BEJAIA au lieu-dit : IMAADEN OUADA, cette structure est destinée pour l'usage d'habitation, elle est classée d'après les règles parasismiques algérienne « **RPA99/Version 2003** » dans le groupe d'usage, ayant une importance moyenne (**IIa**).

## I.3. Caractéristiques géométriques de la structure

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

- Largeur en plan ..... 21.00m
- Longueur en plan (étage courant) ..... 22.20m
- Longueur en plan(RDC) .....22.20m
- Longueur en plan (entre sol 2).....22.20m
- Longueur en plan (entre sol 1).....22.20m
- Hauteur de l'entre- sol 1.....2.97m
- Hauteur de l'entre- sol 2 ..... 2.97m
- Hauteur du RDC..... 2.97m
- Hauteur des étages courants ..... 2.97m
- Hauteur totale du bâtiment ..... 34.85m

## I.4. Présentation de la structure

Notre structure est un ouvrage en béton armé d'une grande hauteur et sera contreventé par des voiles et des portiques dans les deux sens (longitudinale et transversale) et assurant une stabilité au bâtiment vis-à-vis des charges horizontales et verticales, ce qu'il lui confère une grande rigidité à la flexion et à la torsion

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier constituée de deux volées.

Les planchers sont constitués de dalles en corps creux et en dalles pleines.

D'après la classification des **RPA99 version 2003**, le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

### I.4.1. Eléments structuraux

- ❖ **Les planchers:** constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide qui assure la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts de contreventement.
  - Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.



# Chapitre I : Généralités

---

- Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Les maçonneries** :
  - Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une lame d'air de 5cm.
  - Les murs de séparation intérieure seront construits en une seule paroi de brique de 10cm
- ❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher de la terrasse inaccessible.
- ❖ **Balcons** :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.
- ❖ **Revêtements**: ils seront réalisés en :
  - Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
  - Céramique pour les salles d'eau et mortier de ciment pour les murs de façade.
  - Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- ❖ **L'infrastructure** :

Elle assure les fonctions suivantes :

  - Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
  - Limitation des tassements différentiels

## I.5. Caractéristiques du sol d'assise

- L'ouvrage appartient au **groupe d'usages 2** en vertu du **RPA 99 version 2003**.
- La lithologie de ce site est constituée par une couverture végétal, des formations de composées par des argiles gravelo-caillouteuses avec passages de blocs gréseux  
Cette lithologie révélée par les sondages carottés montre une hétérogénéité verticale et horizontale des terrains sur le plan distribution des fractions granulaires et fines
- Le site est considéré comme **ferme (S2)**.
- Fondations superficielles ancré à partir de 1,80m de profondeur
- La contrainte admissible du sol = **1,6 Bars**.

## I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

### I.6.1. Le béton

Le béton choisi est de classe **C25/30**, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

#### I.6.1.1. Résistance caractéristique à la compression (art A.2.1, 11 CBA93)

La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28 jours est :

# Chapitre I : Généralités

$$f_{c28} = 25MPA$$

## I.6.1.2. Résistance caractéristique à la traction

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

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25MPA \Rightarrow f_{t28} = 2,1MPA$

## I.6.1.3. Modules de déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ .

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

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

- Pour  $f_{c28} = 25MPA$  on a :  $\begin{cases} E_{i28} = 32164,20MPa \\ E_{v28} = 10818,86MPa \end{cases}$

## I.6.1.4. Coefficient de poisson

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

$\nu = 0$  à *ELU.CBA93* (Article A.2.1.3)

$\nu = 0.2$  à *ELS*

## I.6.1.5. Diagramme contrainte déformation

La loi de Hooke est donnée par la formule suivante :  $\sigma = E \cdot \varepsilon$

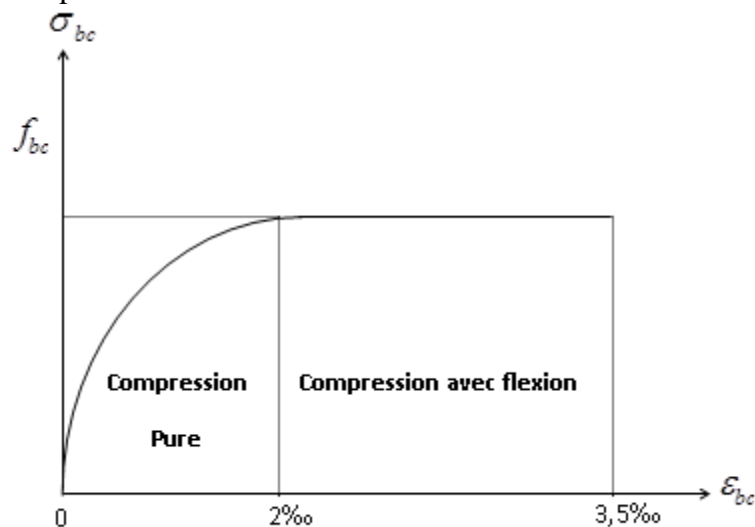


Figure I. 1 Diagramme des contraintes-déformations du béton

# Chapitre I : Généralités

---

## I.6.1.6. Contraintes limite de compression à L'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \text{BAEL 91 (Article A.4.3.4).}$$

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

➤  $\gamma_b = 1,15 \rightarrow$  Situation accidentelle

➤  $\gamma_b = 1,50 \rightarrow$  Situation courante

$\theta$  : Coefficient d'application de charge :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t \geq 24h \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1h < t < 24h \\ \theta = 1 & \text{si } t < 1h \end{cases}$$

## I.6.1.7. La contrainte de compression à l'ELS

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

## I.6.1.8. Contrainte ultime de cisaillement (du béton)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a :

➤  $\tau_{adm} = \min(0.20 f_{cj} / \gamma_b; 5\text{Mpa})$  pour la fissuration peu nuisible.

➤  $\tau_{adm} = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b; 4\text{Mpa})$  pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$  donc :

$\tau_{adm} = 3.33\text{Mpa}$  Fissuration Peu Nuisible.

$\tau_{adm} = 1.17\text{Mpa}$  Fissuration Préjudiciable.

## I.6.2. L'acier :

- **Définition:** Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200000\text{Mpa}$

- **Résistance caractéristique de l'acier :** On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $f_e$

# Chapitre I : Généralités

- Principales armatures utilisés :

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

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_e$ [MPa]	215	235	400	500	500	500

- Contrainte limite :

➤ Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

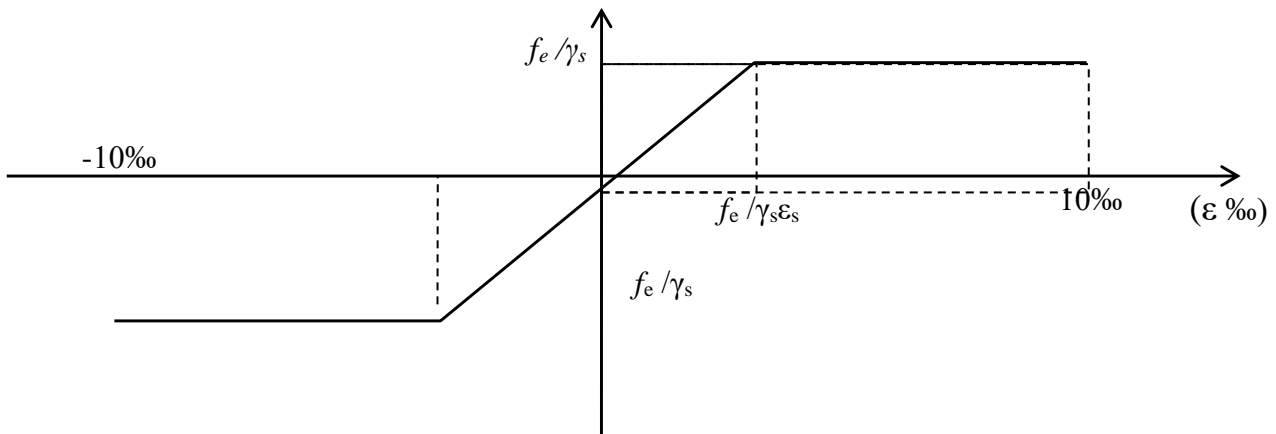


Figure I. 2 Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$$

Pour le cas de ce projet :

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPA} & \dots \text{ Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPA} & \dots \text{ Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service :

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.

- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$

# Chapitre I : Généralités

---

- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(1/2 f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

## I.7. Règlements et normes utilisés : Les règlements et normes utilisés sont

- ❖ RPA99/version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

## I.8. Conclusion :

Les caractéristiques du béton et d'acier utilisé sont données comme suite :

<b>Béton</b>	{	Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )	25MPa
		Contraintes limite a L'ELU:	
		situation durable	14.2MPa
		situation accedentelle	18.45MPa
		Contrainte limite a L'ELS ( $\sigma_{bc}$ )	15MPa
<b>Acier</b>	{	Limite d'élasticité ( $f_e$ )	400MPa
		Module d'élasticité	$2 \times 10^5$ MPa
		Contraintes calcul a L'ELU:	
		situation durable	400MPa
		situation accedentelle	348MPa
		Contrainte a L'ELS:	
		FN	240MPa
		FTN	176MPa



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

# Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

## II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

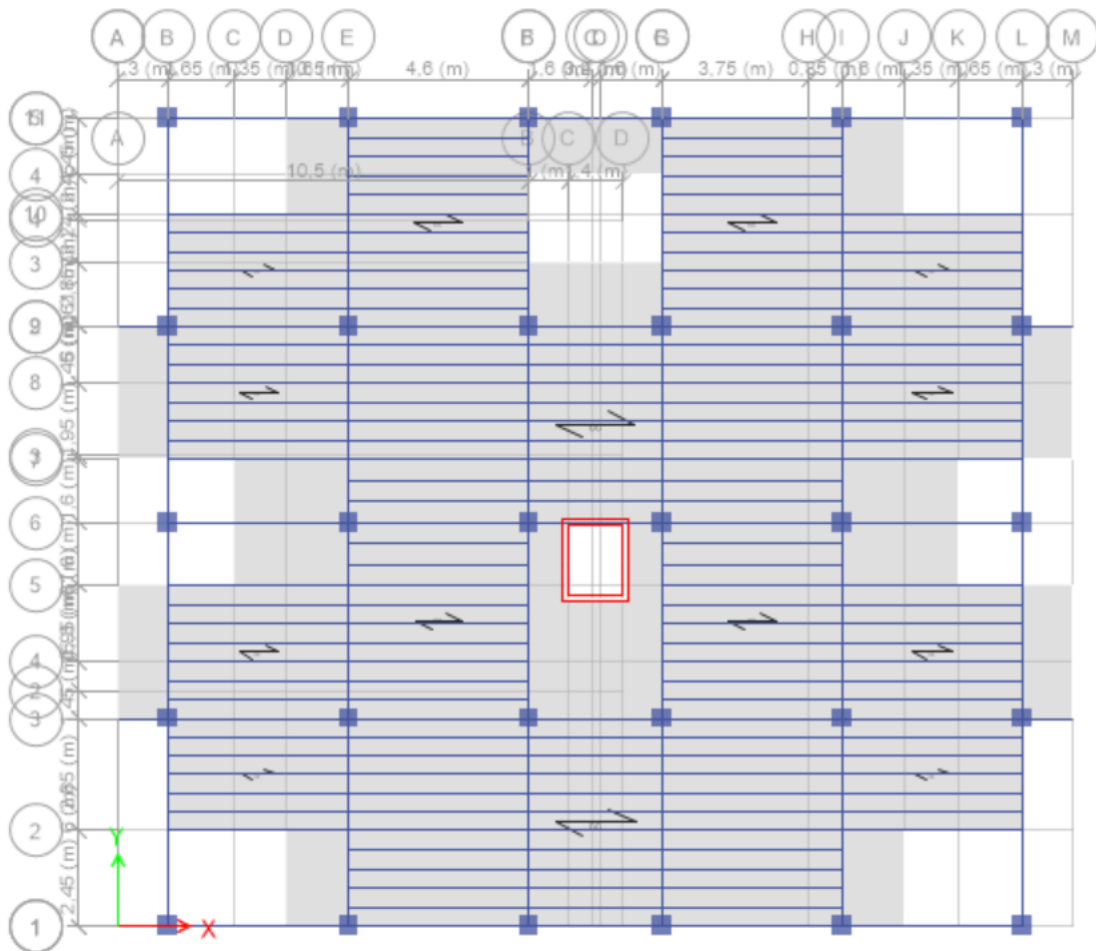
Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91/99, CBA 93, RPA 99 version 2003 et les différents DTR.

## II.2. Les Planchers:

### II.2.1. Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est composé de corps creux, de poutrelles et de dalle de compression. L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le (CBA93 ART : 6.8.4.2.4)

- **Disposition des poutrelles :**



Disposition des poutrelles pour le plancher du deuxième étage



## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

- Prédimensionnement des plancher à corps creux :

On a :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

$L_{\max}$ : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées

$h_t$  : Hauteur total du plancher.

$$h_t \geq \frac{460-30}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 19,11 \text{ cm}$$

On adopte pour  $h_t=20\text{cm}$  :  $\begin{cases} Cc = 16\text{cm}: \text{l'épaisseur du corps creux} \\ Ddc = 4\text{cm}: \text{dalle de compression} \end{cases}$

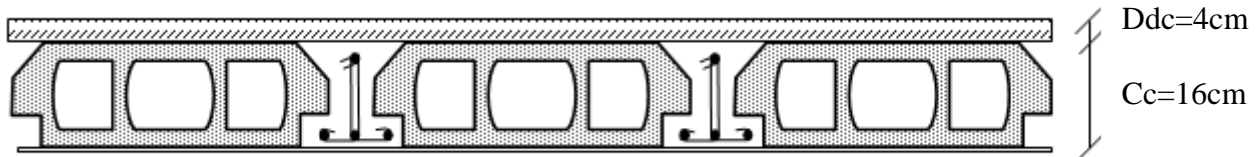


Figure II 1 Plancher à corps creux

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

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis on a deux types (poutres principales, poutres secondaires).

#### II.3.1. Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la

condition de la flèche qui est :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$  BAEL91/99

$L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis.

$$\frac{530 - 30}{15} \leq h \leq \frac{530 - 30}{10} = 33,3 \leq h \leq 50$$

On prend :  $\begin{cases} h = 40\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} , & b = 30\text{cm} & (\text{condition vérifiée}). \\ h \geq 30 \text{ cm} , & h = 40\text{cm} & (\text{condition vérifiée}) \\ \frac{h}{b} \leq 4 , & \frac{40}{30} = 1,33 & (\text{condition vérifiée}). \end{cases} \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art . 7.5.1})$$

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

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

### II.3.2. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèles aux poutrelles

$$\frac{460 - 30}{15} \leq h \leq \frac{460 - 30}{10} = 28.66 \leq h \leq 43$$

On prend :  $\begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$

$$\begin{cases} b \geq 20\text{ cm} , & b = 30\text{cm} & (\text{condition vérifiée}). \\ h \geq 30\text{ cm} , & h = 35\text{cm} & (\text{condition vérifiée}) \\ \frac{h}{b} \leq 4 , & \frac{35}{30} = 1.16 & (\text{condition vérifiée}). \end{cases} \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art . 7.5.1})$$

On adopte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 35)\text{cm}^2$

### II.4. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. (pour minimiser la flèche)
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon deux critères.

$b$  : Largeur de la table de compression.

$h$  : Épaisseur du plancher = 16 + 4 cm

$L_x$  : Distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

$L_y$  : Distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12\text{cm})$$

On prend :  $b_0 = 10\text{cm}$

Selon le CBA93 (article A.4.1.3) :

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right)$$

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

$L_y = 340 - 30 = 310\text{cm}$

$$b_1 \leq \min (27.5, 31)$$

$$b_1 = 27.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10$$

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

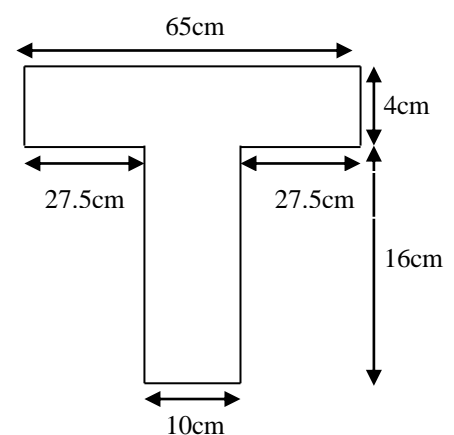


Figure II 2 Coupe transversale d'une poutrelle

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

---

### II.4.1. Les des dalles pleines

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants d'après le (CBA93) :

**a) Critère de résistance à la flexion :**

- $e \geq \frac{Lx}{20}$  pour une dalle sur un seul appuis.
- $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$  pour une dalle sur deux appuis.
- $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$  pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

$Lx$  : portée minimale du panneau de dalle.

**b) Critère de coupe-feu**

- $e \geq 7\text{cm}$  .....pour une heure de coupe-feu (BAEL91).
- $e \geq 11\text{cm}$  .....pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).

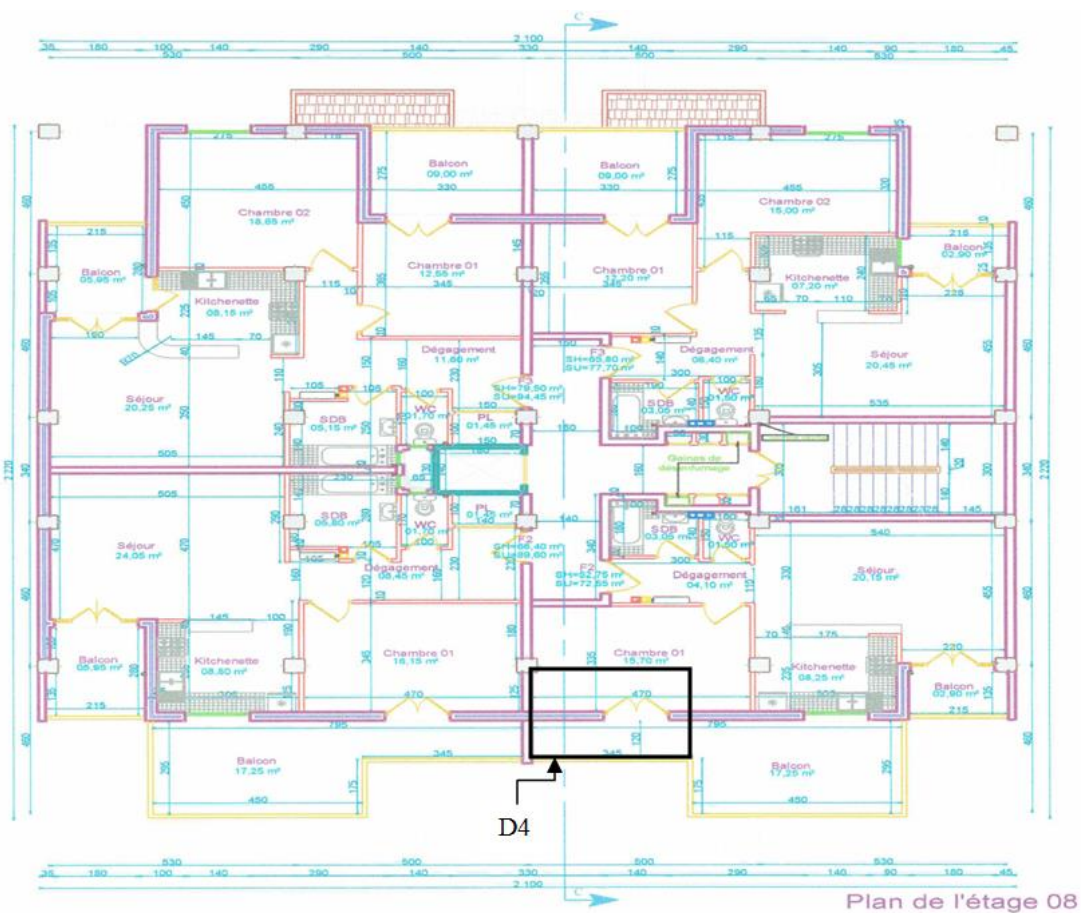
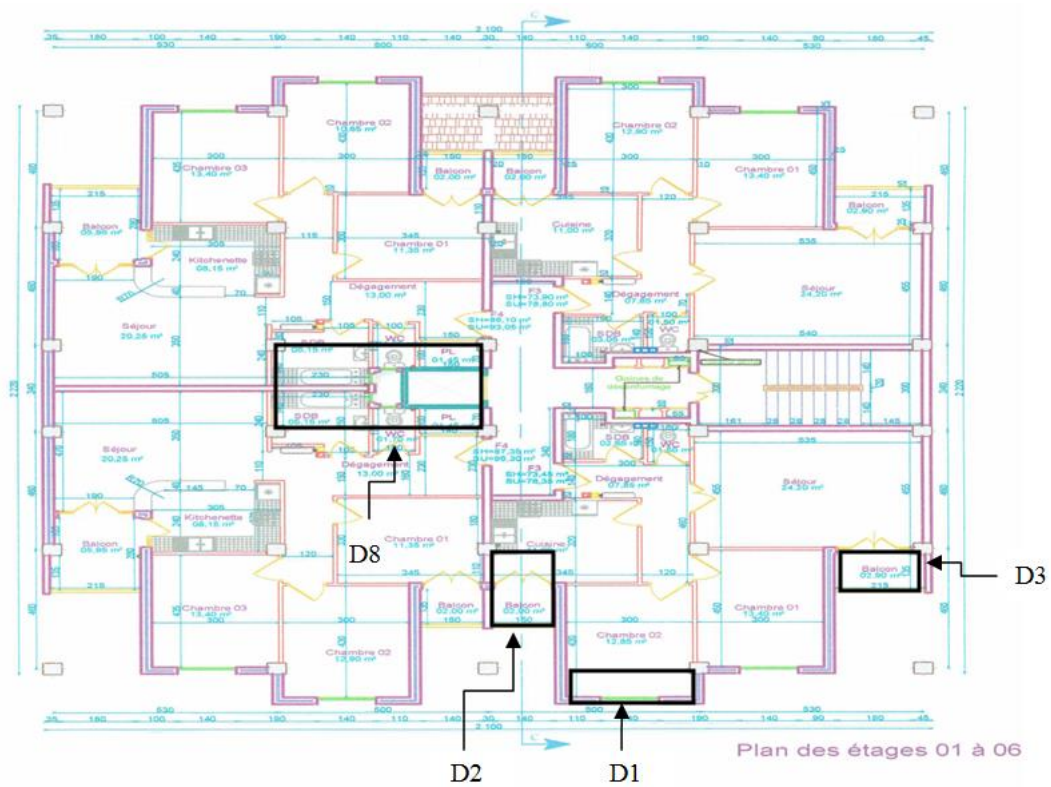
**c) Isolation phonique :**

Selon les règles techniques <CBA93> l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique

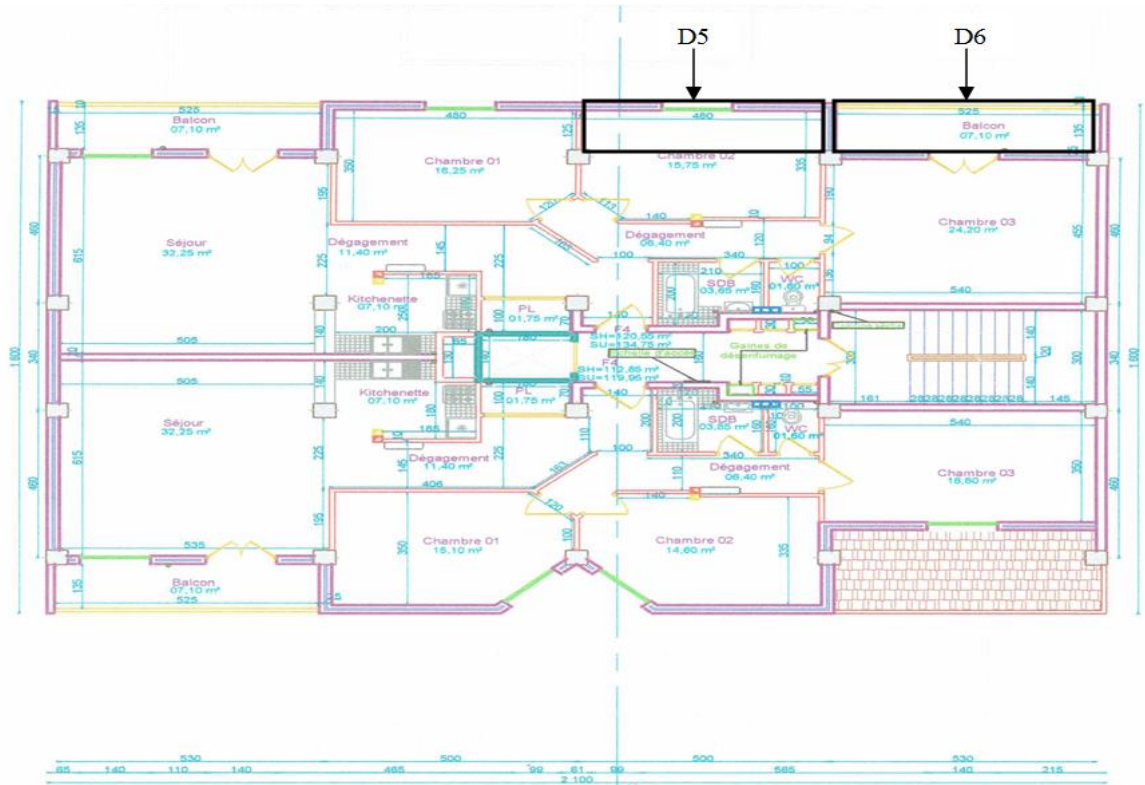
✓ **Localisation des dalles pleines :**

Les dalles pleines son designer par la notation (D1 à D8) comme ci-dessous :

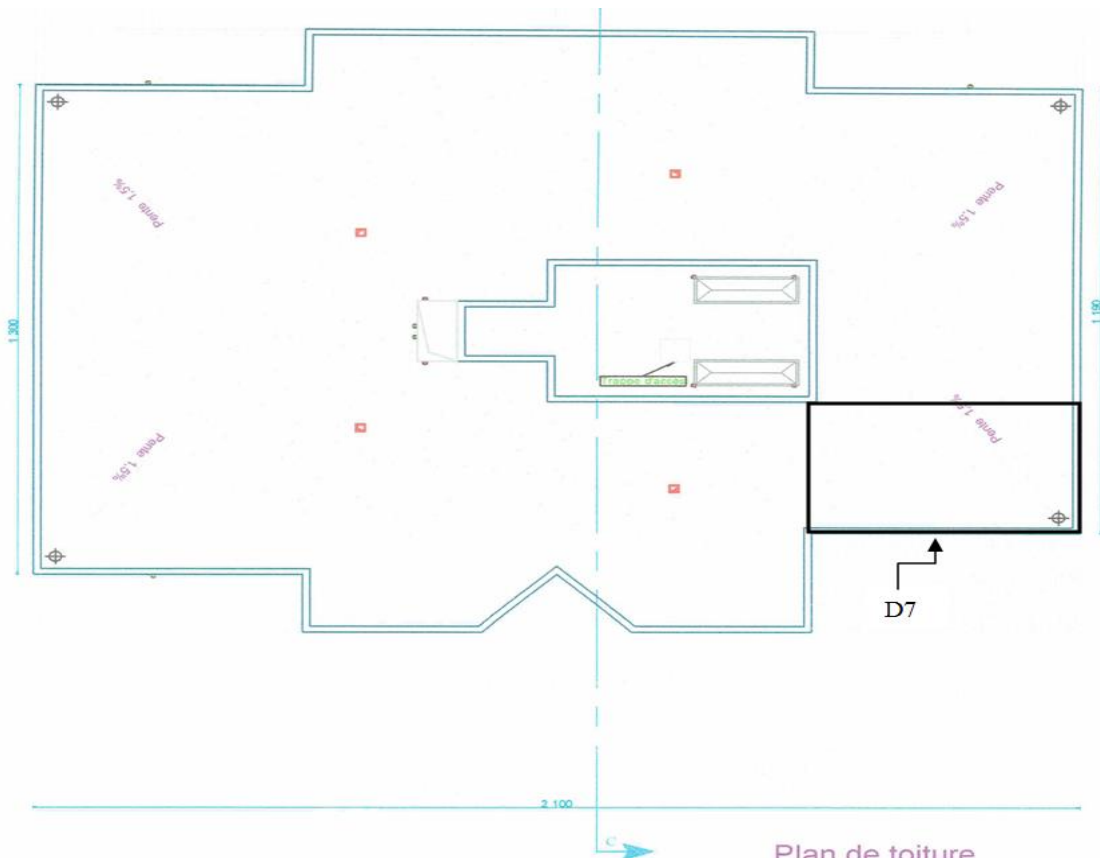
# Chapitre II : Prédimensionnement des éléments



# Chapitre II : Prédimensionnement des éléments



Plan de l'étage 10



Plan de toiture

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

### ❖ Dalle sur 2 appuis :

$$\frac{Lx}{30} \leq e \leq \frac{Lx}{20}$$

#### ➤ Chambre :

##### • Dalle pleine D1 :

$$\begin{cases} Lx = 115\text{cm} \\ Ly = 325\text{cm} \end{cases} \Rightarrow 3.83 \leq e \leq 5.75$$

#### ➤ Balcon :

##### • Dalle pleine D2 :

$$\begin{cases} Lx = 145\text{cm} \\ Ly = 280\text{cm} \end{cases} \Rightarrow 4.88 \leq e \leq 7.25$$

##### • Dalle pleine D3 :

$$\begin{cases} Lx = 145\text{cm} \\ Ly = 230\text{cm} \end{cases} \Rightarrow 4.88 \leq e \leq 7.25$$

##### • Dalle pleine D4 :

$$\begin{cases} Lx = 280\text{cm} \\ Ly = 340\text{cm} \end{cases} \Rightarrow 9.33 \leq e \leq 14$$

### ❖ Dalle sur 3 appuis :

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$$

#### ➤ Chambre :

##### • Dalle pleine D5 :

$$\begin{cases} Lx = 150\text{cm} \\ Ly = 470\text{cm} \end{cases} \Rightarrow 4.28 \leq e \leq 5$$

#### ➤ Balcon :

##### • Dalle pleine D6

$$\begin{cases} Lx = 150\text{cm} \\ Ly = 500\text{cm} \end{cases} \Rightarrow 4.28 \leq e \leq 5$$

#### ➤ Dalle de terrasse (D7) :

$$\begin{cases} Lx = 360\text{cm} \\ Ly = 500\text{cm} \end{cases} \Rightarrow 10.28 \leq e \leq 12$$

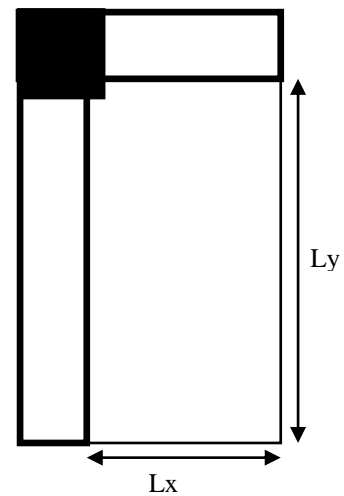


Figure II 4 Dalles pleines sur 2 appuis

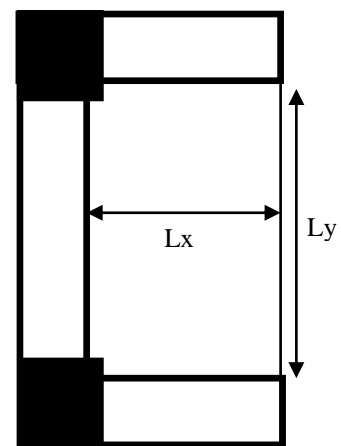


Figure II 5 Dalles pleines sur 3 appuis

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

### ❖ Dalle sur 4 appuis :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Ly}{40}$$

### ➤ Dalle d'ascenseur (D8):

$$\begin{cases} Lx = 310 \text{ cm} \\ Ly = 470 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow 6.2 \leq e \leq 7.75$$

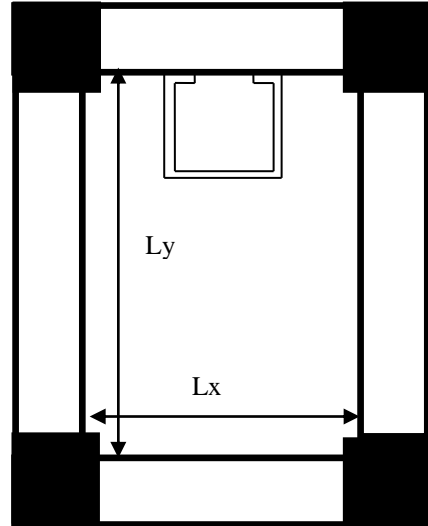


Figure II 6 Dalles pleines sur 3 appuis

- Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, donc on utilise le résultat de la condition de coupe-feu (deux heures de coupe-feu) et/ou d'isolation acoustique :

Dalle	Épaisseur "e" (cm)
Balcon	12
Terrasse	14
Intérieure	14
Ascenseur	14

## II.5. Prédimensionnement des voiles

### II.5.1. Définition :

Ce sont des éléments de contreventement verticaux, minces et continus en béton armé, Son prédimensionnement doit satisfaire les conditions de **RPA99/2003**

$$L_{min} \geq 4 \times e \quad \text{Avec:} \quad e \geq \max \left[ \frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right]$$

**RPA99 (Article 7.7.1)**

$h_e$  : la hauteur libre d'étage

$L_{min}$  : Longueur du voile

$e$  : Épaisseur du voile

- Pour tout les niveaux :  $h_e = 296 - 30 = 266 \text{ cm}$
- Pour le sous sol :  $h_e = 340 - 30 = 310 \text{ cm}$

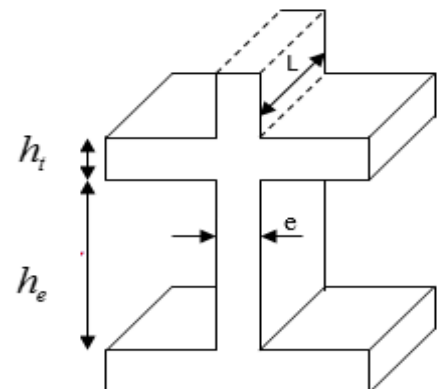


Figure II 7 Coupe de voile en élévation

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

$$e \geq \max[15.5 ; 15\text{cm}] \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Longueur minimal des voiles sera de :

$$L_{min} \geq 4 \times 20 \Rightarrow L_{min} = 80 \text{ cm}$$

### II.6. Prédimensionnement des escaliers

#### II.6.1. Définitions :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) :  $L_0$  (Longueur totale d'escalier)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) :  $H_0$  (Hauteur de la volée)
- (6) :  $\alpha$  (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

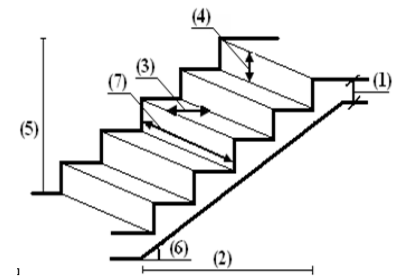


Figure II 8 Schéma de terminologie d'escalier

#### II.6.2. Dimensionnement :

Le calcul d'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de **BLONDEL**

$$59 < 2h+g < 64$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L_0}{n-1} \end{cases} \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{Soit : } 2h+g=64\text{cm} \dots\dots\dots(2)$$

On remplace (01) dans (02) on obtient l'équation :  $64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$ .

- On distingue dans notre projet un seul type d'escalier Escaliers droits à deux volées

#### II.6.2.1. Calcul du nombre de marche et de contre marche

On a :

$$L_0 = 224\text{cm}; H = 148.5\text{cm}$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 148.5 + 224)n + 2 \times 148.5 = 0$$

$$64n^2 - 585n + 297 = 0$$

Après résolution on à :  $n = 8,60$

On opte pour un nombre de contre marche :  $n = 9$  contre marche



## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

- Calcul du giron et la hauteur d'une contre marche :

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{148.5}{9} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{224}{8} \end{cases} \quad \begin{cases} h = 16.5 \text{ cm} \\ g = 28 \text{ cm} \end{cases}$$

- Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{148.5}{224} \Rightarrow \alpha = 33.54^\circ$$

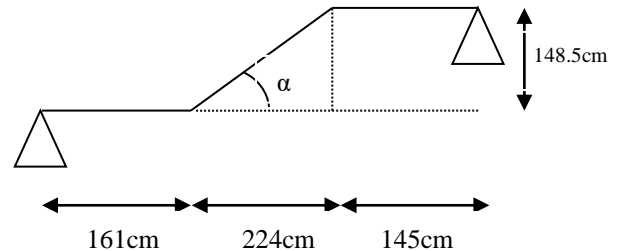


Schéma statique de la volée

### II.6.2.2. Épaisseur de la paillasse :

$$L = L_{p1} + L_v + L_{p2}$$

$$L = L_{p1} + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_{p2}$$

$$L = 161 + \sqrt{224^2 + 148.5^2} + 145$$

$$L = 574.75 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 19.16 \leq e \leq 28.74$$

On prend :  $e = 20 \text{ cm}$

### II.7. Ascenseur :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseurs munis d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+10+deux entres sols+sous-sol) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'ascenseur :

- $L$  : Longueur de l'ascenseur
- $l$  : Largeur de l'ascenseur.
- $H$  : Hauteur de l'ascenseur
- $F_c$  : Charge due à la cuvette = 102 KN
- $D_m$  : Charge due à l'ascenseur = 82KN.
- $P_m$  : Charge due à la salle des machines = 15KN
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse  $V = 1 \text{ m/s}$ .

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

### II.8. Pré dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément encastré à la périphérie du plancher terrasse.

Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection Contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le Plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

$$60 \leq H \leq 80\text{cm}$$

Soit S la section de l'acrotère :

$$S = 0.6 \times 0.1 + 0.07 \times 0.1 + \frac{0.03 \times 0.1}{2}$$
$$S = 0.0685\text{m}^2$$

#### ➤ Evaluation des charges :

Pour 1ml on a :

#### ➤ Poids propre :

$$G = (S \times \gamma_b) + (e \times H \times \gamma_{crip})$$
$$G = (0.0685 \times 25) + (0.02 \times 0.6 \times 18)$$
$$G = 1.928 \text{ KN}$$

#### ➤ Charge d'entretien :

$$Q = 1 \text{ KN}$$

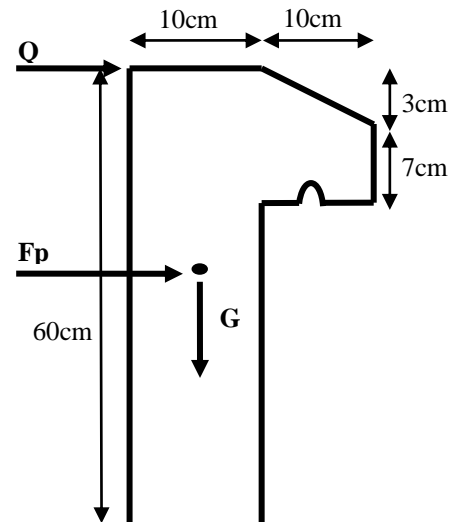


Figure II 9 Sollicitations sur l'acrotère

#### ➤ Force sismique:

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \begin{cases} A = 0.2 & (\text{Zone IIb Gr 2}) \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 1.928 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 1.928$$

$$F_p = 1.234 \text{ KN}$$

### II.9. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaires et circulaires, destinés à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

➤ D'après le RPA99/version 2003 : (zone II a)

$$\text{Poteaux carré : } \begin{cases} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

➤ D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 :

$$N_u \leq \alpha \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

$B_r$  : section réduite du béton.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton (cas durable)

$\gamma_s = 1.15$  Coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui est en fonction de l'élanement  $\lambda$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{si : } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \times \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \dots \dots \dots \text{si : } 50 < \lambda \leq 70$$

tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  avec  $i = \frac{b \times h^3}{12}$  (cas rectangulaire)

$$i = \frac{\pi \times D^2}{64} \text{ cas(circulaire)}$$

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Tableau II 1 Poteau des différents niveaux

Étages	Section (b×h)cm <sup>2</sup>
Sous-sol, Entre sol (1et2), RDC	55×55
Etages (1et 2)	50×50
Etages (3et 4)	45×45
Etages (5et 6)	40×40
Etages (7et 8)	35×35
Etages (9et 10)	30×30
Comble d'ascenseur	25×25

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

### II.10. Evaluation des charges et surcharges sur les planchés

#### II.10.1. Terrasse inaccessible

Tableau II 2 Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible

N°	Description	Epaisseur « e » (cm)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids « G »(KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	4	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	4	4	0.16
4	Forme de pente	10	22	2.20
5	Plancher à corps creux (16+4)	20	-	2.85
	Plancher dalle pleine	12	25	3
6	Enduit de plâtre	2	10	0.20
			CC	$\Sigma = 6.33$
			DP	$\Sigma = 6.48$

#### II.10.2. Plancher des étages courants

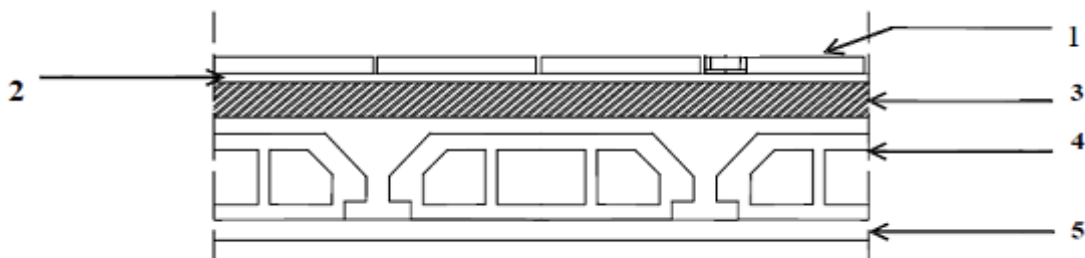


Figure II 10 Eléments constituant le plancher « étage-courant »

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Tableau II 3 Evaluation des charges dans le plancher d'étages courant

N°	Description	Epaisseur « e » (cm)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids « G » (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Plancher à corps creux (16+4)	20	-	2.85
5	Enduit de plâtre	2	10	0.20
k6	Cloison de séparation (10cm)	10	9	0.90
				$\Sigma = 5.11$

### II.10.3. Dalle pleine

➤ Les balcons :

Tableau II 4 Evaluation des charges sur les balcons

N°	Description	Epaisseur « e »(cm)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids « G » (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de Sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine	12	25	3
5	Enduit de ciment	2	18	0.36
6	Garde-corps	10	9	0.9
				$\Sigma = 5.42$

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

### ➤ Dalle pleine intérieures :

Tableau II 5 Evaluation des charges de la dalle pleine

N°	Description	Epaisseur « e »(cm)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids « G » (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de Sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine	14	25	3.5
5	Enduit de plâtre	2	10	0.2
6	Cloison de séparation (10cm)	10	9	0.9
				$\Sigma = 5.76$

### II.10.4. Les murs extérieurs (double parois en brique creuse)

Tableau II 6 Evaluation des charges dans les murs extérieurs

Description	Epaisseur « e »(cm)	Poids Volumique(KN/m <sup>3</sup> )	Poids « G »(KN/m <sup>2</sup> )
Enduit ciment (extérieur)	2	20	0.4
Brique creuse de 15 cm	15	9	1.35
Lame d'air	5	-	-
Brique creuse de 10 cm	10	9	0.90
Enduit plâtre (intérieur)	2	10	0.2
			$\Sigma = 2.85$

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

### II.10.5. Les escaliers

#### ➤ volées :

Tableau II 7 Evaluation des charges sur la volée

Désignation des éléments	e (cm)	Poids Volumique(KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage horizontal	2	20	<b>0.40</b>
Revêtement en carrelage vertical	2(16.5/28)	20	<b>0.24</b>
Mortier de pose horizontal	2	20	<b>0.40</b>
Mortier de pose vertical	2(16.5/28)	20	<b>0.24</b>
Marche	16.5(1/2)	22	<b>1.82</b>
Paillasse	20/cos(33.54°)	25	<b>6</b>
Enduit de ciment	2/cos(33.54°)	18	<b>0.43</b>
			<b>∑ = 9.53</b>

#### ➤ Palier :

Tableau II 8 Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Epaisseur e (cm)	Poids Volumique(KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	20	<b>0.40</b>
Mortier de pose	2	20	<b>0.40</b>
Lit de sable	2	18	<b>0.36</b>
Dalle pleine	20	25	<b>5</b>
Enduit de ciment	2	20	<b>0.4</b>
			<b>∑ = 6.56</b>

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

### II.10.6. Toiture du comble :

Description	Désignation des éléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Couverture en tuiles	Tuiles béton (support compris)	0.45

### II.10.7. Surcharge d'exploitation

Tableau II 9 Surcharges d'exploitation

	Terrasse inaccessible	Etage courant	Etage de bureaux	Balcons	Escalier
Surcharges KN/m <sup>2</sup>	1	1.5	2.5	3.5	2.5

### II.11. Descente de charge

- ✓ Localisation des poteaux P1 et P2 :

Pour trouvé le poteau le plus sollicité on se base sur les plus grandes surfaces afférente.

On étudie donc les 2 poteaux (P1 et P2) désigné si dessous afin de trouver le plus défavorable

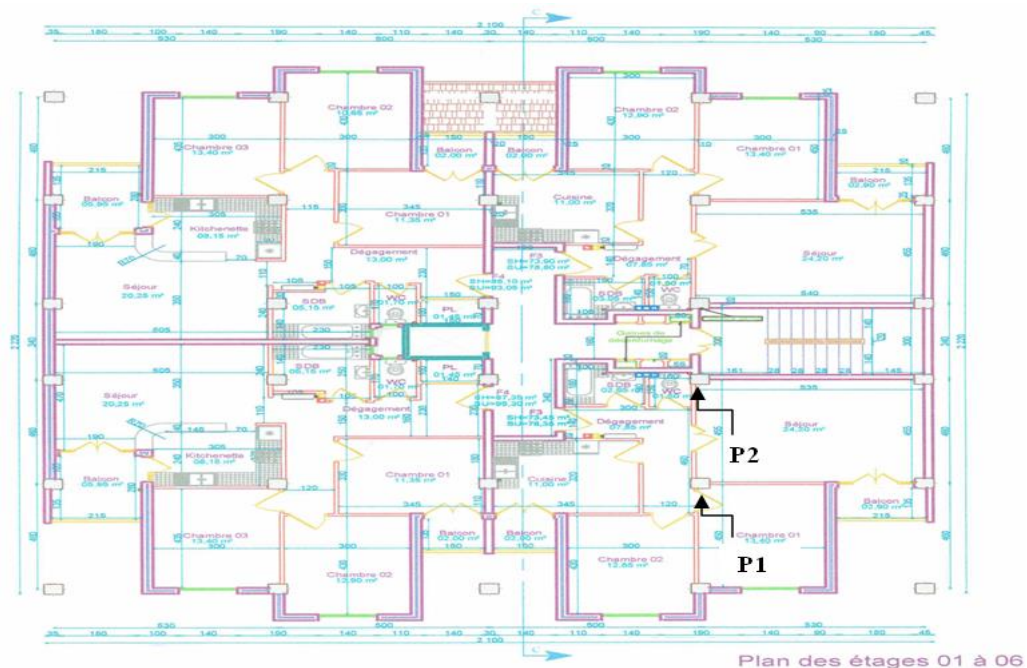


Figure II 11 Localisation des poteaux P1 et P2



## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

### II.11.1. Descente de charge du Poteau 1 :

#### II.11.1.1. Calcule des surfaces afférentes :

- Surface des plancher :

**Terrasse :**

$$S_{\text{aff}}^{\text{CC}} = 2.15 \times 2.35 = 5.05 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}}^{\text{DP}} = 1.50 \times 2.35 + 2.50 \times 1.2 = 7.23 \text{ m}^2$$

**Etage 9 et 10 :**

$$S_{\text{aff}}^{\text{CC}} = 2.15 \times (2.50 + 2.35) = 10.42 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}}^{\text{DP(BLC)}} = 1.50 \times 2.50 = 3.75 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}}^{\text{DP(int)}} = 1.50 \times 2.35 = 3.53 \text{ m}^2$$

**Etage 8 :**

$$S_{\text{aff}}^{\text{CC}} = 2.15 \times (2.35 + 2.50 + 1.30 + 2.50) = 18.60 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}}^{\text{DP}} = 2.15 \times 1.05 = 2.26 \text{ m}^2$$

**Autre étage :**

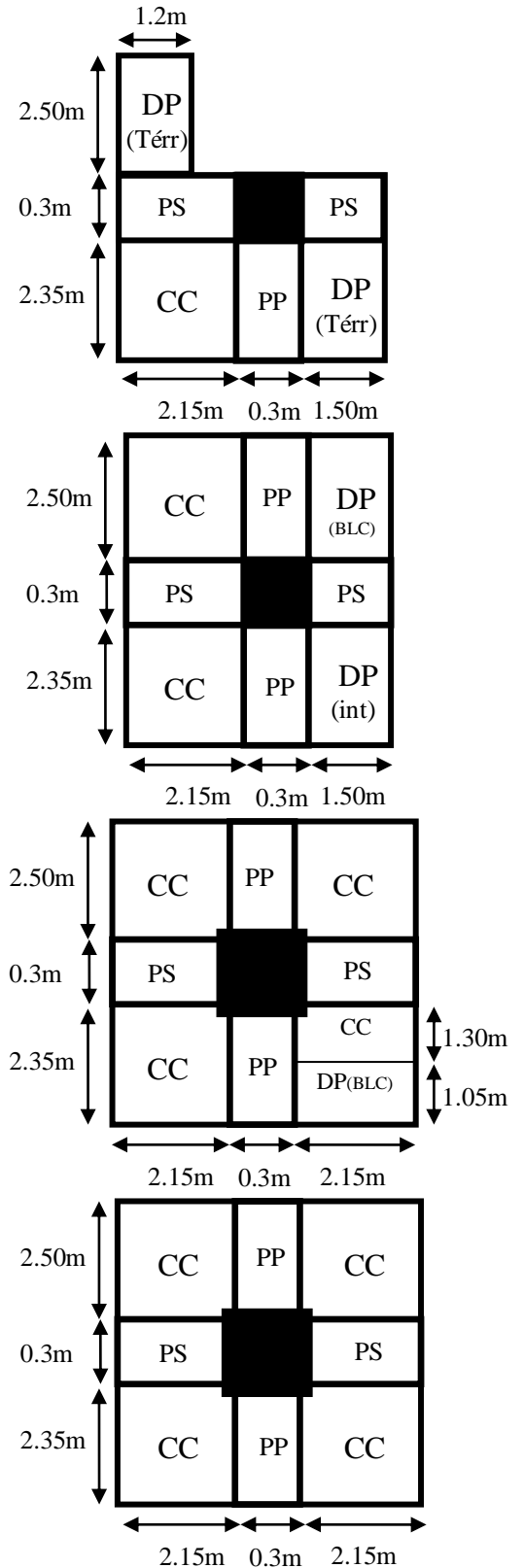
$$S_{\text{aff}}^{\text{CC}} = 2 \times [2.15 \times (2.35 + 2.50)] = 20.86 \text{ m}^2$$

- Surface des murs extérieurs : (double cloison)

$h_1$  : hauteur du mur sous la poutre principal

$h_2$  : hauteur du mur sous la poutre secondaire

$h_3$  : hauteur du mur sous le plancher



## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

$$h_1 = 2.97 - 0.4 = 2.57 \text{ m}$$

$$h_2 = 2.97 - 0.3 = 2.67 \text{ m}$$

$$h_3 = 2.97 - 0.2 = 2.77 \text{ m}$$

$$S_{\text{mur}}^{\text{etage } 10} = 2.67 \times 1.5 + 2.77 \times 2.5 = 10.93 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{mur}}^{\text{etage } 9} = 2.67 \times 1.5 + 2.57 \times 2.5 = 10.43 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{mur}}^{\text{etage } 8} = 2.77 \times 2.5 = 6.93 \text{ m}^2$$

✓ Pour les autres niveaux notre mur devient un mur d'intérieure (pas de mur a double cloison)

### II.11.1.2. Calcul des poids propres :

❖ Poids des poteaux :

Etage	Hauteur (m)	Section (m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN)
Sous-sol, Entre Sol 1 et 2, RDC	2.97	0.55×0.55	25	22.46
1 et 2	2.97	0.50×0.50		18.56
3 et 4	2.97	0.45×0.45		15.04
5 et 6	2.97	0.40×0.40		11.88
7 et 8	2.97	0.35×0.35		09.10
9 et 10	2.97	0.30×0.30		06.68
comble	2.80	0.30×0.30		06.30

❖ Poids des poutres :

Terrasse :

Poutres	Longueur (m)	Section (m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	b (m)	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )	G(KN)	Q(KN)
PP	2.35	0.3×0.4	25	0.3	1	07.05	0.71
PS	2.15+1.50	0.3×0.35				09.58	1.10
						$\Sigma=16.63$	$\Sigma=1.81$

Etage 9 et 10 :

Poutres	Longueur (m)	Section (m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	b (m)	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )	G(KN)	Q(KN)
PP	2.50+2.35	0.3×0.4	25	0.3	1.5	14.55	2.18
PS	2.15+1.50	0.3×0.35				09.58	1.64
						$\Sigma=24.13$	$\Sigma=3.82$

Entre sol (1 et 2) :

Poutres	Longueur (m)	Section (m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	b (m)	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )	G(KN)	Q(KN)
PP	2.50+2.35	0.3×0.4	25	0.3	2.5	14.55	3.64
PS	2.15+2.15	0.3×0.35				11.29	3.23
						$\Sigma=25.84$	$\Sigma=6.87$

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Autre niveaux :

Poutres	Longueur (m)	Section (m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	b (m)	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )	G(KN)	Q(KN)
PP	2.50+2.35	0.3×0.4	25	0.3	1.5	14.55	2.18
PS	2.15+2.15	0.3×0.35				11.29	1.94
						$\Sigma=25.84$	$\Sigma=4.12$

❖ Poids des Plancher :

Terrasse :

Plancher	S <sub>aff</sub> (m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN)	Q (KN)
CC	05.05	6.33	1	31.97	05.05
DP	07.23	6.48		46.85	07.23
				$\Sigma=78.82$	$\Sigma=12.28$

Etage (9 et 10) :

Plancher	S <sub>aff</sub> (m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN)	Q (KN)
CC	10.42	5.11	1.5	53.25	15.63
DP(BLC)	03.75	5.42	3.5	20.32	13.13
DP(int)	03.53	5.76	1.5	20.33	05.30
				$\Sigma=93.9$	$\Sigma=34.06$

Etage 8 :

Plancher	S <sub>aff</sub> (m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN)	Q (KN)
CC	18.60	5.11	1.5	95.05	27.90
DP	02.26	5.76		13.02	03.39
				$\Sigma=108.07$	$\Sigma=31.29$

Entre sol (1 et 2) :

Plancher	S <sub>aff</sub> (m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN)	Q (KN)
CC	20.86	5.11	2.5	106.59	52.15

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Autre étage :

Plancher	S <sub>aff</sub> (m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN)	Q (KN)
CC	20.86	5.11	1.5	106.59	31.29

❖ Poids des murs : (double parois en brique creuse)

etages	S (m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN)
Etage10	10.93	2.85	31.15
Etage9	10.43		29.73
Etage8	06.93		19.75

### II.11.1.3. Loi de dégression des charges :

D'après le (D.T.R B.C.2.2 ART 6.3) :

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  Sont les Charges d'exploitation respectives des planchers d'étages **1,2,.....n**, numérotés à partir du Sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul les charges d'exploitation suivantes :

- Sous la terrasse ..... $Q_0$ .
- Sous le dernier étage..... $Q_0+Q_1$ .
- Sous l'étage immédiatement inférieur..... $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$ .
- Sous l'étage immédiatement inférieur..... $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$ .
- Pour  $n \geq 5$ ..... $Q_0+ (3 + n / (2n)) * (Q_1+Q_2+Q_3 + \dots + Q_n)$ .

Pour notre cas le calcul de Q cumulé avec la loi de dégression ce fait comme suite :

- Etage 10 :  $Q_0 = Q_0$
- Etage 9 :  $Q_1 = Q_0 + Q_1$
- Etage 8 :  $Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Etage 7 :  $Q_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Etage 6 :  $Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Etage 5 :  $Q_5 = Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- Etage 4 :  $Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- Etage 3 :  $Q_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
- Etage 2 :  $Q_8 = Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
- Etage 1 :  $Q_9 = Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$
- Etage RDC :  $Q_{10} = Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$
- Etage ETS1 :  $Q_{11} = Q_0 + 0.63 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

✓ La loi de dégression s'applique sur  $Q_{\text{bureaux}}$  diminué de 1(KN) :

Etage ETS2 :  $Q_{12} = (Q_{12-1}) + Q_{11}$

Sous sol :  $Q_{13} = (Q_{12-1}) + Q_{12}$

### II.11.1.4. Application de la Descente de charge :

Niveaux	Elément	G (KN)	G cumul (KN)	Q (KN)	$Q_i$ total (KN)	Q cumul(KN)
N0 10	Plancher Terrasse	78.82	100.76	12.28	$Q_0=14.09$	$Q_0=14.09$
	Poutres	16.63		1.81		
	Poteau(30×30)	06.68		-		
N1 9	Venant de N	100.76	255.25		$Q_1=37.88$	$Q_1=51.97$
	Plancher EC	93.9		34.06		
	Poutres	24.13		3.82		
	Poteau(30×30)	06.68		-		
	murs	31.15				
N2 8	Venant de N	255.25	410.74		$Q_2=37.88$	$Q_2=86.06$
	Plancher EC	93.9		34.06		
	Poutres	24.13		3.82		
	Poteau(35×35)	09.10		-		
	murs	29.73				
N3 7	Venant de N	410.74	571.89		$Q_3=35.41$	$Q_3=114.14$
	Plancher EC	108.07		31.29		
	Poutres	25.84		4.12		
	Poteau(35×35)	09.10		-		
	murs	19.75				
N4 6	Venant de N	571.89	714.59		$Q_4=35.41$	$Q_4=138.68$
	Plancher EC	106.59		31.29		
	Poutres	25.84		4.12		
	Poteau(40×40)	11.88		-		
	Murs	-				
N5	Venant de N	714.59	857.29		$Q_5=35.41$	$Q_5=159.68$

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

5	Plancher EC	106.59		31.29		
	Poutres	25.84		4.12		
	Poteau(40×40)	11.88		-		
	murs	-		-		
N6 4	Venant de N	857.29	1003.15		Q <sub>6</sub> =35.41	Q <sub>6</sub> =177.14
	Plancher EC	106.59		31.29		
	Poutres	24.23		4.12		
	Poteau(45×45)	15.04		-		
	murs	-		-		
N7 3	Venant de N	1003.15	1149.01		Q <sub>7</sub> =35.41	Q <sub>7</sub> =193,59
	Plancher EC	106.59		31.29		
	Poutres	25.84		4.12		
	Poteau(45×45)	15.04		-		
	murs	-		-		
N8 2	Venant de N	1149.01	1298.39		Q <sub>8</sub> =35.41	Q <sub>8</sub> =212.96
	Plancher EC	106.59		31.29		
	Poutres	25.84		4.12		
	Poteau(50×50)	18.56		-		
	murs	-		-		
N9 1	Venant de N	1298.39	1447.77		Q <sub>9</sub> =35.41	Q <sub>9</sub> =230.92
	Plancher EC	106.59		31.29		
	Poutres	25.84		4.12		
	Poteau(50×50)	18.56		-		
	murs	-		-		
N10 RDC	Venant de N	1447.77	1601.05		Q <sub>10</sub> =35.41	Q <sub>10</sub> =247.46
	Plancher EC	106.59		31.29		
	Poutres	25.84		4.12		
	Poteau(55×55)	22.46		-		
	murs	-		-		
N11 ETS1	Venant de N	1601.05	1754.33		Q <sub>11</sub> =35.41	Q <sub>11</sub> =262.49
	Plancher EC	106.59		31.29		

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

	<b>Poutres</b>	<b>25.84</b>		<b>4.12</b>		
	<b>Poteau(55×55)</b>	<b>22.46</b>		-		
	<b>murs</b>	-				
<b>N12</b> ETS 2	<b>Venant de N</b>	<b>1754.33</b>	<b>1907.02</b>		<b>Q<sub>12</sub>=38.16</b>	<b>Q<sub>12</sub>=299.65</b>
	<b>Plancher EC</b>	<b>106.59</b>		<b>31.29</b>		
	<b>Poutres</b>	<b>25.84</b>		<b>6.87</b>		
	<b>Poteau(55×55)</b>	<b>22.46</b>		-		
	<b>murs</b>	-				
<b>N13</b> sousol	<b>Venant de N</b>	<b>1907.02</b>	<b>2060.30</b>		<b>Q<sub>13</sub>=38.16</b>	<b>Q<sub>13</sub>=336.81</b>
	<b>Plancher EC</b>	<b>106.59</b>		<b>31.29</b>		
	<b>Poutres</b>	<b>25.84</b>		<b>6.87</b>		
	<b>Poteau(55×55)</b>	<b>22.46</b>		-		
	<b>murs</b>	-				

### II.11.2. Descente de charge du Poteau 2 :

#### II.11.2.1. Calcule des surfaces afférentes :

- Surface des plancher :

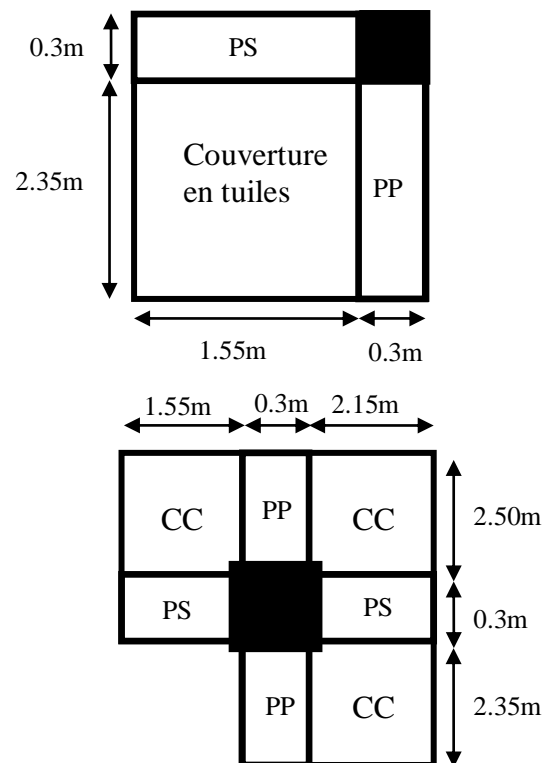
**Comble :**

$$S_{\text{aff}}^{\text{CT}} = 2.35 \times 1.55 = 3.64 \text{ m}^2$$

**Terrasse :**

$$S_{\text{aff}}^{\text{CC}} = 2.35 \times 2.15 + 2.50 \times 1.55 = 8.93 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}}^{\text{DP}} = 2.15 \times 2.50 = 5.38 \text{ m}^2$$



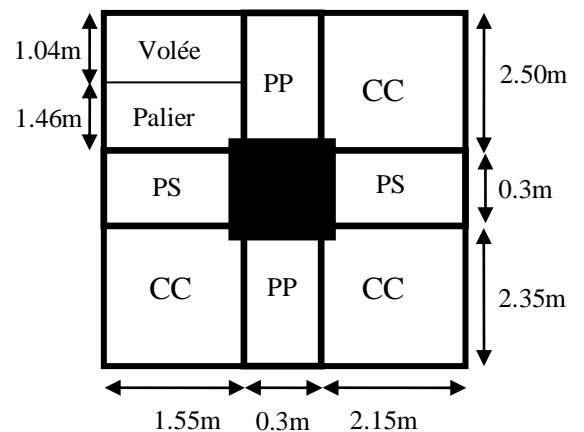
## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Etage courant :

$$S_{\text{aff}}^{\text{CC}} = 2.15 \times (2.35 + 2.50) + 1.55 \times 2.35 = 14.07 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}}^{\text{ESC}(\text{palier})} = 1.55 \times 1.46 = 2.26 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}}^{\text{ESC}(\text{volée})} = 1.55 \times 1.04 = 1.61 \text{ m}^2$$



### II.11.2.2. Calcul des poids propres :

❖ Poids des poteaux :

Etage	Hauteur (m)	Section (m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN)
Sous-sol, Entre Sol 1 et 2, RDC	2.97	0.55×0.55	25	22.46
1 et 2	2.97	0.50×0.50		18.56
3 et 4	2.97	0.45×0.45		15.04
5 et 6	2.97	0.40×0.40		11.88
7 et 8	2.97	0.35×0.35		09.10
9 et 10	2.97	0.30×0.30		06.68
comble	2.80	0.30×0.30		06.30

❖ Poids des poutres :

Comble:

Poutres	Longueur (m)	Section (m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	b (m)	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )	G(KN)	Q(KN)
PP	2.35	0.3×0.4	25	0.3	1	07.05	0.71
PS	1.55	0.3×0.35				04.07	0.47
						$\Sigma=11.12$	$\Sigma=1.18$

Terrasse :

Poutres	Longueur (m)	Section (m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	b (m)	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )	G(KN)	Q(KN)
PP	2.50+2.35	0.3×0.4	25	0.3	1	14.55	1.46
PS	2.15+1.55	0.3×0.35				09.71	1.11
						$\Sigma=24.26$	$\Sigma=2.57$

Etage courant :

Poutres	Longueur (m)	Section (m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	b (m)	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )	G(KN)	Q(KN)
PP	2.50+2.35	0.3×0.4	25	0.3	1.5	14.55	2.18
PS	1.55+2.15	0.3×0.35				09.71	1.67
						$\Sigma=24.26$	$\Sigma=3.85$



## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Entre sol (1 et 2) :

Poutres	Longueur (m)	Section (m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	b (m)	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )	G(KN)	Q(KN)
PP	2.50+2.35	0.3×0.4	25	0.3	2.5	14.55	3.64
PS	1.55+2.15	0.3×0.35				09.71	2.78
						$\Sigma=24.26$	$\Sigma=6.42$

❖ Poids des Plancher :

Comble :

	S <sub>aff</sub> (m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN)	Q (KN)
Couverture en tuiles	03.64	0.45	1	1.64	3.64
				$\Sigma=1.64$	$\Sigma=3.64$

Terrasse :

Plancher	S <sub>aff</sub> (m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN)	Q (KN)
CC	08.93	6.33	1	56.53	08.93
DP	05.38	6.48		34.86	05.38
				$\Sigma=91.39$	$\Sigma=14.31$

Etage courant :

Plancher	S <sub>aff</sub> (m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN)	Q (KN)
CC	14.07	5.11	1.5	71.90	21.11
DP <sub>(palier)</sub>	02.26	6.56	2.5	14.83	05.65
DP <sub>(volée)</sub>	01.61	9.53		15.34	04.03
				$\Sigma=102.07$	$\Sigma=30.79$

Entre sol (1 et 2) :

Plancher	S <sub>aff</sub> (m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN)	Q (KN)
CC	14.07	5.11	2.5	71.90	35.18
DP <sub>(palier)</sub>	02.26	6.56		14.83	05.65
DP <sub>(volée)</sub>	01.61	9.53		15.34	04.03
				$\Sigma=102.07$	$\Sigma=44.86$

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

### II.11.2.3. Application de la Descente de charge :

Niveaux	Elément	G (KN)	G cumul (KN)	Q (KN)	Q <sub>i</sub> total (KN)	Q cumul(KN)
N0	Toiture comble	01.64	18.86	3.64	Q <sub>0</sub> =4.82	Q <sub>0</sub> =4.82
	Poutres	11.12		1.18		
	Poteau(30×30)	06.68				
N1 10	Venant de N	18.86	139.81		Q <sub>1</sub> =16.88	Q <sub>1</sub> =21.70
	P. Terrasse	91.39		14.31		
	Poutres	24.26		02.57		
	Poteau(30×30)	06.68				
N2 9	Venant de N	139.81	271.44		Q <sub>2</sub> = 34.64	Q <sub>2</sub> =53.76
	Plancher EC	102.07		30.79		
	Poutres	24.26		3.85		
	Poteau(30×30)	06.68				
N3 8	Venant de N	271.44	405.49		Q <sub>3</sub> =34.64	Q <sub>3</sub> =82.36
	Plancher EC	102.07		30.79		
	Poutres	24.26		3.85		
	Poteau(35×35)	09.10				
N4 7	Venant de N	405.49	539.54		Q <sub>4</sub> =34.64	Q <sub>4</sub> =107.5
	Plancher EC	102.07		30.79		
	Poutres	24.26		3.85		
	Poteau(35×35)	09.10				
N5 6	Venant de N	539.54	676.37		Q <sub>5</sub> =34.64	Q <sub>5</sub> =129.17
	Plancher EC	102.07		30.79		
	Poutres	24.26		3.85		
	Poteau(40×40)	11.88				
N6 5	Venant de N	676.37	813.2		Q <sub>6</sub> =34.64	Q <sub>6</sub> =147.38
	Plancher EC	102.07		30.79		
	Poutres	24.26		3.85		
	Poteau(40×40)	11.88				
N7 4	Venant de N	813.2	953.19		Q <sub>7</sub> =34.64	Q <sub>7</sub> =164.37
	Plancher EC	102.07		30.79		
	Poutres	24.26		3.85		
	Poteau(45×45)	15.04				

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

<b>N8</b> 3	Venant de N	953.19	1093.18		Q <sub>8</sub> =34.64	Q <sub>8</sub> =183.78
	Plancher EC	102.07		30.79		
	Poutres	24.26		3.85		
	Poteau(45×45)	15.04				
<b>N9</b> 2	Venant de N	1093.18	1236.69		Q <sub>9</sub> =34.64	Q <sub>9</sub> =201.8
	Plancher EC	102.07		30.79		
	Poutres	24.26		3.85		
	Poteau(50×50)	18.56				
<b>N10</b> 1	Venant de N	1236.69	1380.2		Q <sub>10</sub> =34.64	Q <sub>10</sub> =218.44
	Plancher EC	102.07		30.79		
	Poutres	24.26		3.85		
	Poteau(50×50)	18.56				
<b>N11</b> RDC	Venant de N	1380.2	1527.61		Q <sub>11</sub> =34.64	Q <sub>11</sub> =233.69
	Plancher EC	102.07		30.79		
	Poutres	24.26		3.85		
	Poteau(55×55)	22.46				
<b>N12</b> ETS1	Venant de N	1527.61	1675.02		Q <sub>12</sub> =34.64	Q <sub>12</sub> =251.53
	Plancher EC	102.07		30.79		
	Poutres	24.26		3.85		
	Poteau(55×55)	22.46				
<b>N13</b> ETS 2	Venant de N	1675.02	1822.43		Q <sub>13</sub> =51.28	Q <sub>13</sub> =301.81
	Plancher EC	102.07		44.86		
	Poutres	24.26		6.42		
	Poteau(55×55)	22.46				
<b>N14</b> sousol	Venant de N	1822.43	1969.84		Q <sub>14</sub> =51.28	Q <sub>14</sub> =352.09
	Plancher EC	102.07		44.86		
	Poutres	24.26		6.42		
	Poteau(55×55)	22.46				

### II.11.3. Le poteau le plus sollicité :

$$P1 \begin{cases} G = 2060.30 \text{ KN} \\ Q = 336.81 \text{ KN} \end{cases}$$

$$P2 \begin{cases} G = 1969.84 \text{ KN} \\ Q = 352.09 \text{ KN} \end{cases}$$

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

- Calcul de l'effort normal :

$$N_U^{P1} = 1.35(2060.30) + 1.5(336.81) = 3286.62 \text{ KN}$$

$$N_U^{P2} = 1.35(1969.84) + 1.5(352.09) = 3187.42 \text{ KN}$$

- Conclusion :

$$N_U^{P1} > N_U^{P2} \rightarrow \text{Le poteau P1 est le plus sollicité}$$

### II.11.4. Vérifications du poteau P1

$$\text{➤ Poteau soutenant l'entre-sol 2 : } \begin{cases} N_U = 1.35G + 1.5Q \\ N_U = 1.35 \times 2060.30 + 1.5 \times 336.81 \\ N_U = 3286.62 \text{ KN} \end{cases}$$

L'effort normal ultime :  $N_U = 3286.62 \text{ KN}$

Selon le (CBA 93), l'effort  $N_u$  doit être majoré de 10%

$$N_U^* = N_U \times 1.1 = 3615.28 \text{ KN}$$

#### II.11.4.1.1. Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_U^*}{B} \leq \sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa} \quad \text{Avec B : section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_U^*}{14.2} \rightarrow B \geq \frac{3615.28 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.255 \text{ m}^2$$

$$B = 0.55 \times 0.55 = 0.303 \text{ m}^2$$

$$B = 0.303 \text{ m}^2 > 0.255 \text{ m}^2 \quad (\text{Vérifiée})$$

#### II.11.4.1.2. Vérification au flambement (CBA 93 .ART B.8.2.1)

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

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times (2.97 - 0.40) = 1.8 \text{ m}$$

$$B = 0.303 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.55^3}{12} = 7.63 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \quad \rightarrow \quad i = \sqrt{\frac{7.63 \times 10^{-3}}{0.303}} = 0.159$$

$$\lambda = \frac{1.764}{0.159} = 11.32 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{11.32}{35}\right)^2} = 0.83$$

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Le BAEL fixe  $A_s/B_r \geq 0.8\%$ . On prend  $A_s/B_r = 1\%$

Donc on doit vérifier que :  $B_r \geq N_u / \left[ \alpha \left( \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right) \right]$

$$B_r \geq 3615.28 \times 10^{-3} / \left[ 0.83 \left( \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right) \right] = 0.198 \text{ m}^2$$

Nous avons :

$$B_r = (55 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4} = 0.281 \text{ m}^2$$

$0.281 \text{ m}^2 > 0.198 \text{ m}^2 \rightarrow$  Le poteau ne risque pas de flamber

### ➤ Vérification pour les poteaux des autres niveaux :

Tableau II 10 Vérification des poteaux à la compression simple

	Section (cm <sup>2</sup> )	Nu (KN) [1.35G+1.5Q]	1.1Nu (KN)	Condition B > B <sub>calculé</sub>		observation
				B (m <sup>2</sup> )	B calculé (m <sup>2</sup> )	
Sous-sol, Entre Sol 1 et 2, RDC	55×55	3286.62	3615.28	0.303	0.255	Vérifiée
Etage 1,2	50×50	2300.86	2530.95	0.250	0.178	Vérifiée
Etage 3,4	45×45	1841.55	2025.71	0.203	0.143	Vérifiée
Etage 5,6	40×40	1396.86	1536.55	0.160	0.108	Vérifiée
Etage 7,8	35×35	943.26	1037.59	0.123	0.073	Vérifiée
Etage 9,10	30×30	422.54	464.80	0.090	0.033	Vérifiée

Tableau II 11 Vérification des poteaux au flambement

Niveaux	1.1Nu (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )	Condition B <sub>r</sub> > B <sub>r</sub> calculé		observation
			B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> calculé (m <sup>2</sup> )	
<i>Sou-sol, Entre Sol 1 et 2, RDC</i>	3615.28	55×55	0.281	0.198	Vérifiée
<i>Etage 1,2</i>	2530.95	50×50	0.230	0.138	Vérifiée
<i>Etage 3,4</i>	2025.71	45×45	0.185	0.111	Vérifiée

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

<i>Etage 5,6</i>	1536.55	40×40	0.144	0.085	Vérifiée
<i>Etage 7,8</i>	1037.59	35×35	0.109	0.058	Vérifiée
<i>Etage 9,10</i>	464.80	30×30	0.078	0.026	Vérifiée

### II.11.4.1.3. Vérifications des conditions de RPA99/2003

$Min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ .....vérifier

$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ .....vérifier

$0.25 < \frac{b}{h} < 4$ .....vérifier

On remarque que les dimensions adoptées vérifient toutes les conditions de RPA

## II.12. Conclusion

Après avoir fini le pré dimensionnement des éléments et avoir procédé à faire les vérifications nécessaires. On a adopté pour les éléments les sections suivantes :

### ➤ Les poutres :

- Poutre principal :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

### ➤ Les poteaux :

- Sous-sol, Entre Sol 1 et 2, RDC :  $(b \times h) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$
- 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> étages :  $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$
- 3<sup>er</sup>, 4<sup>eme</sup> étages :  $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$
- 5<sup>er</sup>, 6<sup>eme</sup> étages :  $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$
- 7<sup>er</sup>, 8<sup>eme</sup> étages :  $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$
- 9<sup>er</sup>, 10<sup>eme</sup> étages :  $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

### ➤ Les Voiles :

- Épaisseur du voile :  $e = 20 \text{ cm}$
- Longueur minimal du voile :  $L_{min} = 80 \text{ cm}$

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

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

---

### III.1. Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans ce présent chapitre, nous aborderons le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Les planchers (corps creux et dalles pleines).
- Les escaliers.
- L'acrotère.
- L'ascenseur.

### III.2. Les planchers

Les planchers sont des aires planes qui servent à séparer les différents niveaux et à transmettre aux poutres les charges qui leur sont appliquées, ils doivent aussi supporter les charges qui leur sont appliquées (leur poids propre + la charge d'exploitation), dans notre bâtiment les types de planchers à étudier sont :

- **Planchers à corps creux.**
- **Planchers à dalle pleine.**

#### III.2.1. Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis et d'une dalle de compression et il prend appui sur des poutrelles. Il est généralement utilisé dans les bâtiments courants (à faible surcharge d'exploitation  $\leq 5 \text{ KN/m}^2$ ), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

##### III.2.1.1. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, ce sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

##### III.2.1.1.1. Méthode de calcul :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues. Les méthodes d'RDM ont été modifiées et adaptées au béton armé et ont donné résultat à deux méthodes de calcul :

- **La méthode forfaitaire.**
- **La méthode de Caquot.**

##### III.2.1.1.1.a. Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

- **Domaine d'application (B.6.210)**

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min} (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$ ).
- Le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ .



## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

### ➤ Application de la méthode

#### • Evaluation des moments :

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et aux appuis  $M_g$  (moment en appuis gauche) et  $M_d$  (moment en appuis droit) doivent vérifier :

$$M_t \geq \begin{cases} a. M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0) \\ b. M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.} \\ c. (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2 \rightarrow \text{pour une travée de rive.} \end{cases}$$

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

0.6 $M_0$  pour une poutre à deux travées.

0.5 $M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

0,4 $M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Les diagrammes des moments qui peuvent en résulter sont illustrés sur les figures ci-après :

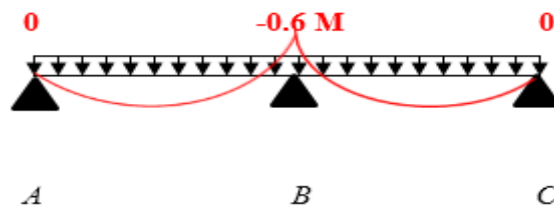


Figure III 1 Diagramme des moments à deux travées

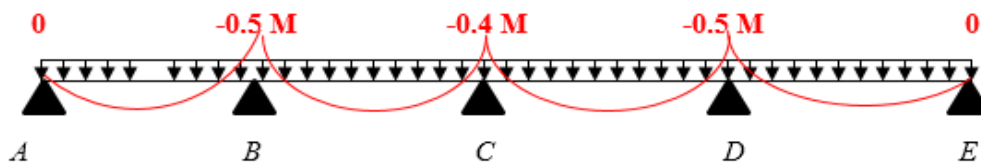


Figure III 2 Diagrammes des moments à plusieurs travées

Avec :  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$$\alpha = \frac{Q}{(G + Q)}$$

$\alpha$  : Les degrés de surcharge

#### • Remarque

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à :

-0.15 $M_0$  tel que  $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$ .

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

- **Evaluation de l'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 :

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

Les diagrammes des efforts tranchants qui peuvent en résulter sont illustrés sur les figures ci-après :

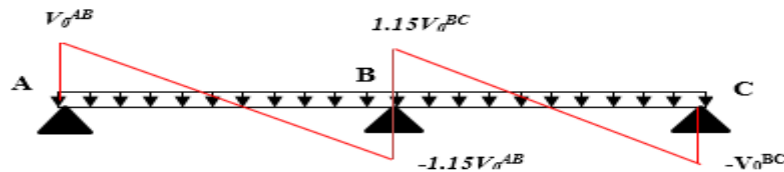


Figure III 3 Diagramme des efforts tranchants à deux travées

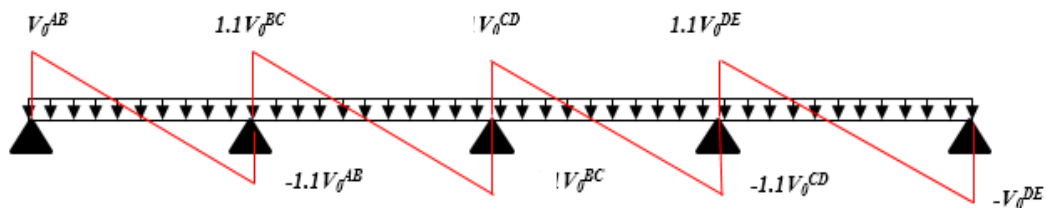


Figure III 4 Diagramme des efforts tranchants à plusieurs travées

### III.2.1.1.1.b. Méthode de CAQUOT (Art. 6.2.2.2)

#### ➤ Condition d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

#### ➤ Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

- **Moment en appuis :**

$$M_a = - \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g' + L_d')}$$

Tel que :

$$\begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$$

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

- **Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$M_0(x) = \left(\frac{P_U \times X}{2}\right) + (L - X)$$

$$\frac{dM_t(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \left(\frac{L}{2}\right) - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$X_0 = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_U \times L}$$

$$M_{t \max} = M(X_0)$$

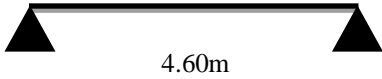


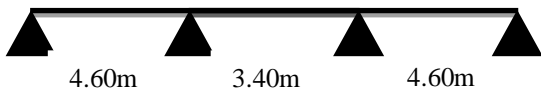

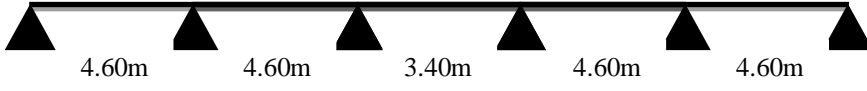
- **L'effort tranchant :**

$$V = \frac{dM_t(x)}{dX} = q \times \left(\frac{L}{2}\right) - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

$$V_i = V_0 - \frac{M_g - M_d}{L} \text{ Avec : } V_0 = \mp \frac{q \times L}{2}$$

### III.2.1.1.2. Les différents types de poutrelles :

Tableau III 1 Les différents types de poutrelles

Types	Schéma statique
Type 1	
Type 2	  <span style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block; margin-left: 10px;">→ Présente seulement en terrasse</span>
Type 3	
Type 4	
Type 5	

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

- **Remarque :**

Type1 : entresol 1, RDC, étage courant(1 à 10), terrasse .

Type2 : entre sol 1 et 2, RDC, étage courant (1 à 9), terrasse.

Type3 : entre sol 1, RDC, étage courant (2 à 10), terrasse.

Type4: étage courant (1, 7, 8, 9).

Type5: entre sol 1 et 2, RDC, étage courant (1 à 8).

- **Les différentes charges sur les poutrelles**

Tableau III 2 Les différentes charges sur les poutrelles

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	p <sub>u</sub> (KN /m)0.65×q <sub>U</sub>	q <sub>s</sub> (KN /m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN /m)0.65×q <sub>s</sub>
<b>Habitation</b>	5.11	1.5	9.15	5.95	6.61	4.30
<b>Bureaux</b>	5.11	2.5	10.65	6.92	7.61	4.95
<b>Terrasse inaccessible</b>	6.33	1	10,05	6,53	7,33	4,76

- **Exemple de calcul :**

Application de la méthode forfaitaire pour le troisième type de poutrelle pour plancher à usage d'habitation :

### Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaires (BA.E.L91 art B6.2.21).

➤ Plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \min(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$ ) :.....(1)

→  $Q=1.5\text{KN}/\text{m}^2 \leq \min(2 \times 5.11, 5\text{KN}/\text{m}^2)$ .....condition vérifiée.

➤ Le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$  : ..... (2)

→  $0.8 \leq \frac{4.3}{3.1} \leq 1.25 \rightarrow 1.38 > 1.25$ .....condition non vérifiée.

➤ Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.....condition vérifiée.

➤ Fissuration peu nuisible (F.P.N).....condition vérifiée

**- La condition (2) d'application de la méthode forfaitaires m'est pas vérifiée on applique donc la méthode de Caquot**

**-Mais la condition (1) est vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minoré :**

$G' = \frac{2}{3} G$  (Pour le calcul des moments aux appuis)

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

- calcul des sollicitations :

À l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times \left(5.11 \times \frac{2}{3}\right) + 1.5 \times 1.5 = 6.85 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 0.65 \times 6.85 = 4.45 \text{ KN/m}$$

À l'ELS :

$$q_s = 5.11 \times \frac{2}{3} + 1.5 = 4.91 \text{ KN/m}^2$$

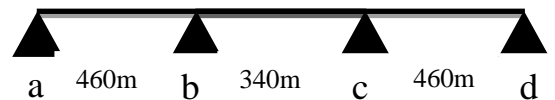
$$P_s = 0.65 \times 4.91 = 3.19 \text{ KN/m}$$

$P_u$  : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

$P_s$  : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS

➤ **Moment en appuis :**

- À l'ELU :



$$M_a^U = M_d^U = 0.15M_0 = -0.15 \times \frac{4.45 \times (4.6)^2}{8} = -1.77 \text{ KN.m (Acier de fissuration)}$$

$$M_b^U = M_c^U = \frac{-4.45 \times (4.6^3 + (0.8 \times 3.4)^3)}{8.5 \times (4.6 + 0.8 \times 3.4)} = -08.40 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS :

$$M_a^S = M_d^S = 0.15M_0 = -0.15 \times \frac{3.19 \times (4.6)^2}{8} = -1.27 \text{ KN.m (Acier de fissuration)}$$

$$M_b^S = M_c^S = \frac{-3.19 \times (4.6^3 + (0.8 \times 3.4)^3)}{8.5 \times (4.6 + 0.8 \times 3.4)} = -06.02 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travées :**

Pour le calcul des moments en travée on prend la totalité de G

C'est à dire on prend  $p = \begin{cases} \text{à l'ELU: } p = 5.95 \text{ KN.m} \\ \text{à l'ELS: } p = 4.30 \text{ KN.m} \end{cases}$

$$M_{t \max} = M(X_0) \quad \text{Avec: } X_0 = \frac{L_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_U \times L_i}$$

- À l'ELU :

**Travée [AB] :**

$$X_0 = \frac{4.6}{2} + \frac{-08.4}{5.95 \times 4.6} = 1.99 \text{ m}$$

$$M_t^{AB} = M_t(2.4) = \frac{5.95 \times 1.99}{2} \times (4.6 - 1.99) + (-08.40) \times \left(\frac{1.99}{4.6}\right)$$

$$M_t^{AB} = 11.82 \text{ KN.m}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

**Travée [BC] :**

$$X_0 = \frac{3.4}{2} + \frac{08.4-08.4}{5.95 \times 3.4} = 1.7 \text{ m}$$

$$M_t^{BC} = M_t(1.7) = \frac{5.95 \times 1.7}{2} \times (3.4 - 1.7) + (-08.40) \times \left(1 - \frac{1.7}{3.4}\right) + (-08.40) \times \left(\frac{1.7}{3.4}\right)$$

$$M_t^{BC} = 0.20 \text{ KN.m}$$

**Travée [CD] :**

$$M_t^{CD} = M_t^{AB} = 11.82 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS :

**Travée [AB] :**

$$X_0 = \frac{4.6}{2} + \frac{-06.02}{4.3 \times 4.6} = 1.99 \text{ m}$$

$$M_t^{AB} = M_t(2.4) = \frac{4.3 \times 1.99}{2} \times (4.6 - 1.99) + (-06.02) \times \left(\frac{1.99}{4.6}\right)$$

$$M_t^{AB} = 08.56 \text{ KN.m}$$

**Travée [BC] :**

$$X_0 = \frac{3.4}{2} + \frac{06.02-06.02}{4.3 \times 3.4} = 1.7 \text{ m}$$

$$M_t^{BC} = M_t(1.7) = \frac{4.3 \times 1.7}{2} \times (3.4 - 1.7) + (-06.02) \times \left(1 - \frac{1.7}{3.4}\right) + (-06.02) \times \left(\frac{1.7}{3.4}\right)$$

$$M_t^{BC} = 0.20 \text{ KN.m}$$

**Travée [CD] :**

$$M_t^{CD} = M_t^{AB} = 08.56 \text{ KN.m}$$

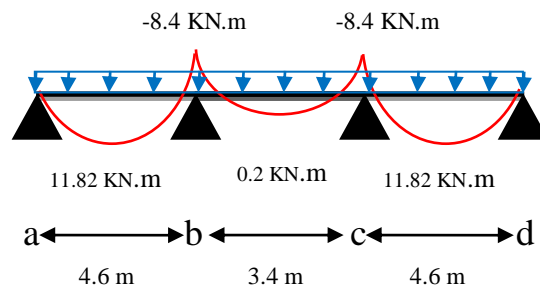


Figure III 5 Diagramme des moments fléchissant de la poutre Type 3 à l'ELU

- **Evaluation des efforts tranchants :**

L'effort tranchant isostatique à l'ELU :

$$V_i = V_0 - \frac{M_g - M_d}{L} \quad \text{Avec: } V_0 = \pm \frac{P_U \times L}{2}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

**Travée(AB) :**

$$V_A = \frac{5.95 \times 4.6}{2} - \frac{08.4}{4.6} = 11.86 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{5.95 \times 4.6}{2} - \frac{08.4}{4.6} = -15.51 \text{ KN}$$

**Travée(BC) :**

$$V_B = \frac{5.95 \times 3.4}{2} - \frac{-08.4 + 08.4}{3.4} = 10.12 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{5.95 \times 3.4}{2} - \frac{-08.4 + 08.4}{3.4} = -10.12 \text{ KN}$$

**Travée(CD) :**

$$V_C = \frac{5.95 \times 4.6}{2} - \frac{-08.4}{4.6} = 15.51 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{5.95 \times 4.6}{2} - \frac{-08.4}{4.6} = -11.86 \text{ KN}$$

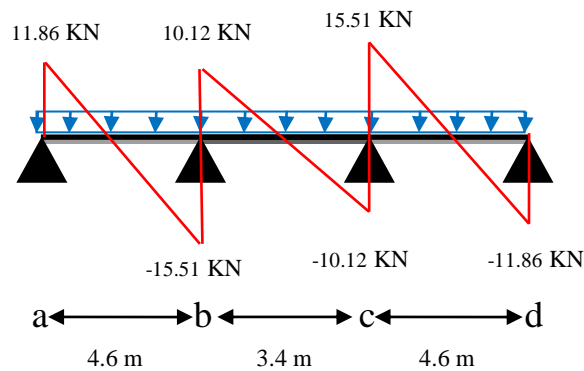


Figure III 6 Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle Type 3

Les résultats de calcul pour les autres types de poutrelles sont résumés dans les tableaux suivant :

### ➤ Plancher habitation

Tableau III 3 Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation

Types	ELU				ELS		
	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)	$V_{\text{max}}$ (KN)	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)
Type 1	-	-2.36	16.82	13.69	-	-1.71	12.16
Type 2	-9.44	-2.36	12.11	15.74	-6.82	-1.71	8.74
Type 3	-8.40	-1.77	11.82	15.51	-6.02	-1.27	8.56
Type 4	-9.31	-1.77	11.82	-15.71	-6.67	-1.27	8.56
Type 5	-9.31	-1.77	11.43	-15.71	-6.67	-1.27	8.28

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Plancher terrasse inaccessible

Tableau III 4 Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Types	ELU				ELS		
	$M_{a\ int}$ (KN.m)	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	$M_{t\ max}$ (KN.m)	$V_{max}$ (KN)	$M_{a\ int}$ (KN.m)	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	$M_{t\ max}$ (KN.m)
Type 1	-	-2.59	18.13	15.02	-	-1.89	13.22
Type 2	-9.40	-1.86	12.89	-17.06	-6.83	-1.35	9.41
Type 3	-8.83	-1.86	13.14	16.95	-6.42	-1.35	9.58

### ➤ Plancher bureaux

Tableau III 5 Les sollicitations des poutrelles du plancher des bureaux

Types	ELU				ELS		
	$M_{a\ int}$ (KN.m)	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	$M_{t\ max}$ (KN.m)	$V_{max}$ (KN)	$M_{a\ int}$ (KN.m)	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	$M_{t\ max}$ (KN.m)
Type 1	-	-2.75	19.95	15.92	-	-1.96	14.27
Type 2	-10.98	-2.75	14.46	18.30	-7.85	-1.96	10.34
Type 3	-10.25	-2.15	13.54	-18.14	-7.25	-1.52	9.72
Type 5	-11.35	-2.15	13.07	-18.38	-8.03	-1.52	9.39

### III.2.1.2. Ferrailage des poutrelles:

- Exemple de calcul étage courant: (Plancher habitation)

Sollicitation maximales :

ELU:

$$\begin{cases} M_t = 16,82 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -9,44 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -2,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\{V_{max} = 15,74 \text{ KN}$$

#### ➤ Calcul des armatures en travée :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

- Moment équilibré par la table de compression :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right)$$



## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

---

$$M_{Tu} = 0.059 \text{ MN.m}$$

$$M_{Tu} = 59 \text{ KN} > M_t = 16.82 \text{ KN} \rightarrow \text{calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \mu_{bu} = \frac{16,82 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.056$$

$$\begin{cases} \mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \\ \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.056}) = 0.072$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.072) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{16.82 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 2.76 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 2.76 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} \times 10^4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{\min} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} + \mathbf{2HA12} \\ \mathbf{1HA10} \end{cases} = 3.05 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul dès armature aux appuis :**

$M_a < 0 \rightarrow$  La table de compression est tendue (n'intervient pas dans la résistance) donc on calcul une section rectangulaire ( $\mathbf{b_0} \times \mathbf{h}$ )

• **appuis intermédiaires :**

$$M_a^{\text{int}} = -9.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.44 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.205$$

$$\begin{cases} \mu_{bu} > 0.186 \rightarrow \text{Pivot B} \\ \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.205}) = 0.290$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1-\alpha}{\alpha} \right) = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1-0.29}{0.29} \right) = 8.57 \times 10^{-3}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

---

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{st} > \varepsilon_l \rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.29) = 0.159 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{9.44 \times 10^{-3}}{0.159 \times 348} = 1.71 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 1.71 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} \times 10^4 = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{\min} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\text{On adopte : } \left\{ \begin{array}{l} +1\text{HA12} \\ +1\text{HA10} \end{array} \right. = 1.92 \text{ cm}^2$$

• appuis de rive:

$$M_a^{\text{rive}} = -2.36 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.36 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.051$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \\ \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \end{array} \right.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.051}) = 0.065$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.065) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{2.36 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 3.88 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_t = 0.39 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} \times 10^4 = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{\min} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\text{On adopte : } \{ 1\text{HA10} = 0.79 \text{ cm}^2$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

- Résumé du ferrailage des différents planchers :

Le ferrailage des poutrelles est calculé avec les sollicitations maximales pour chaque plancher

Tableau III 6 Ferrailage poutrelles du plancher d'habitation

Plancher habitation							
Elément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	16.82	0.056	0.072	0.175	2.76	1.41	<b>2HA12+ 1HA10= 3.05</b>
Appuis Intermédiaire	-9.44	0.205	0.290	0.159	1.71	0.22	<b>1HA12+1HA10= 1.92</b>
Appuis de rive	-2.36	0.051	0.065	0.175	0.39	0.22	<b>1HA10= 0.79</b>

Tableau III 7 Ferrailage poutrelles du Plancher terrasse inaccessible

Plancher terrasse inaccessible							
Elément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	18.13	0.061	0.79	0.174	2.99	1.41	<b>2HA12+ 1HA10= 3.05</b>
Appuis Intermédiaire	-9.40	0.204	0.289	0.159	1.70	0.22	<b>1HA12+1HA10= 1.92</b>
Appuis de rive	-2.59	0.056	0.072	0.175	0.43	0.22	<b>1HA10= 0.79</b>

Tableau III 8 Ferrailage poutrelles du plancher de bureaux

Plancher bureaux							
Elément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	19.95	0.067	0.088	0.174	3.29	1.41	<b>3HA12= 3.39</b>
Appuis Intermédiaire	-11.35	0.247	0.361	0.154	2.12	0.22	<b>2HA12= 2.26</b>
Appuis de rive	-2.75	0.060	0.077	0.174	0.45	0.22	<b>1HA12= 1.13</b>

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

---

➤ **Remarque :**

Les deux groupes de ferrailage sont :

• **Groupe 1 :**

Pour les poutrelles du plancher habitation et terrasse inaccessible :

- ✓ En travée : 2HA12+1HA10
- ✓ En appui intermédiaire : 1HA12+1HA10
- ✓ En appui de rive : 1HA10

• **Groupe2 :**

Pour les poutrelles du plancher de bureaux :

- ✓ En travée : 3HA12
- ✓ En appui intermédiaire : 2HA12
- ✓ En appui de rive : 1HA10

Les vérifications se feront avec les sollicitations les plus défavorables pour chaque groupe

### III.2.1.3. Vérifications à ELU :

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

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

$$V_u = 17.06 \text{ KN. m}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{17.06 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.95 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad (\text{Condition vérifiée}) \rightarrow \text{Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement}$$

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

- **Appuis intermédiaires :**  $A_l = 3.05 + 1.92 = 4.97 \text{ cm}^2$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{F_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 17.06 \times 10^{-3} + \frac{-9.44 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$$A_l \geq -1.18 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

Au niveau de l'appui intermédiaire  $v_u$  est négligeable devant  $M_u$  (n'a pas d'influence sur les  $A_l$ ).

- **Appuis de rive :**  $A_l = 3.05 + 0.79 = 3.84 \text{ cm}^2$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{F_e} \times V_u = \frac{1.15}{400} \times 17.06 \times 10^{-3}$$

$$A_l \geq 0.49 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Espacement des armatures transversales $S_t$

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$1. S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 18, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2. S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}$$

$$A_t = 2\phi_8 = 1.01$$

$$S_t \leq \frac{1.01 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} \times 10^2$$

$$S_t \leq 101 \text{ cm}$$

$$3. S_t \leq \frac{0.9 f_e A_t (\sin \alpha + \cos \alpha)}{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times K)}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \\ \text{Sans reprise de bétonnage} \end{array} \right. \rightarrow K = 1$   
 $\alpha = 90^\circ$  (Armatures droit.)

$$S_t \leq \frac{0.9 \times 1.01 \times 400}{1.15 \times 10 \times (0.95 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$S_t \leq 98.80\text{cm}$$

Soit :  **$S_t = 15\text{cm}$**  (pour un étrier  $\phi_8$ )

### ➤ Vérification de la bielle

$$V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28} \quad \text{Avec: } a = 0,9 d$$

$$V_u \leq 0.267 \times 0.9 \times 0.18 \times 0.1 \times 25 \times 10^3$$

$$V_u = 17.06 \text{ KN} < 108.14 \text{ KN} \quad (\text{La bielle est vérifiée})$$

- **Résumé des vérifications nécessaires pour les sollicitations les plus défavorables de chaque groupe**

✓ **En travée :**

Tableau III 9 Vérifications de l'effort tranchant en travée

Plancher	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPA)	$\overline{\tau_u}$ (MPA)	Observation
<b>Groupe 1</b> <b>[Habitation et Terrasse inaccessible]</b>	17.06	0.95	3.33	<b>Vérifiée</b>
<b>Groupe 2 bureaux</b>	18.38	1.02	3.33	<b>Vérifiée</b>

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ✓ En appuis intermédiaire :

Tableau III 10 Vérifications de l'effort tranchant en appuis intermédiaire

Plancher	$V_u$ (KN)	$M_a^{ELU}$	$A_{l\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Groupe 1 [Habitation et Terrasse inaccessible]	17.06	-9.44	4.97	-1.18	Vérifiée
Groupe 2 [bureaux]	18.38	-11.35	5.65	-1.49	Vérifiée

### ✓ En appuis de rive :

Tableau III 11 Vérifications de l'effort tranchant en appuis de rive

Plancher	$V_u$ (KN)	$M_a^{ELU}$	$A_{l\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Groupe 1 [Habitation et Terrasse inaccessible]	19.40	12.66	5.65	0.49	Vérifiée
Groupe 2 [bureaux]	20.30	13.75	4.18	0.53	Vérifiée

### III.2.1.4. Vérifications à l'ELS

#### III.2.1.4.1. Vérification à l'état limite de compression du béton:

On doit vérifier que :

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

Exemple de calcul :

Groupe 1 [Habitation et Terrasse inaccessible]

- En travée :  $\begin{cases} A_{\text{adoptée}} = 3.05 \text{ cm}^2 \\ M_{\text{Ser}}^{\text{max}} = 12.22 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Position de l'axe neutre :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 65 \times \frac{4^2}{2} - 15 \times 3.05 \times (18 - 4)$$

$$H = -120.5 \text{ cm} < 0 \rightarrow \text{Calcul de l'axe neutre en T}$$

✓ Calcul de l'axe neutre y :

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

$$\frac{10}{2} y^2 + [15 \times 3.05 + (65 - 10) \times 4]y - 15 \times 3.05 \times 18 - (65 - 10) \frac{4^2}{2} = 0$$

$$5y^2 + 265.75y - 1263.5 = 0$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

---

Après résolution de l'équation  $\rightarrow y = 4.39 \text{ cm}$

✓ Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2$$
$$I = \frac{65 \times 4.39^3}{3} - (65 - 10) \times \frac{(4.39 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.05 \times (18 - 4.39)^2$$
$$I = 10306.38 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{12.22 \times 10^{-3}}{10306.38 \times 10^{-8}} \times 4.39 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 5.63 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **En appuis intermédiaires :**  $\begin{cases} A_{adoptée} = 1.92 \text{ cm}^2 \\ M_{Ser}^{max} = -6.83 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Position de l'axe neutre :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire  $b \times h$

✓ Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A(y - d) = 0$$
$$\frac{10}{2} y^2 + 15 \times 1.92 \times (y - 18) = 0$$
$$5y^2 + 28.8y - 518.4 = 0$$

Après résolution de l'équation  $\rightarrow y = 7.70 \text{ cm}$

✓ Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2$$
$$I = \frac{10 \times 7.7^3}{3} + 15 \times 1.92 \times (18 - 7.7)^2$$
$$I = 4577.17 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.83 \times 10^{-3}}{4577.17 \times 10^{-8}} \times 7.7 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 11.48 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

- Résumé des vérifications de l'état limite de compression du béton pour les autres types de plancher

### ✓ Plancher d'habitation et terrasse inaccessible

Tableau III 12 Vérification de l'état limite de compression du béton de plancher d'habitation et terrasse inaccessible

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
En travée	12.22	3.05	4.39	10306.38	5.63	15	Vérifiée
En appui	-6.83	1.92	7.70	4577.17	11.48	15	Vérifiée

### ✓ Plancher de bureaux

Tableau III 13 Vérifications de l'état limite de compression du béton de plancher de bureaux

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
En travée	14.27	3.39	4.61	11235.57	5.86	15	Vérifiée
En appui	-8.03	2.26	8.17	5093.51	12.88	15	Vérifiée

### III.2.1.4.2. Vérification de l'état limite de déformation [BAEL article (B.6.5.1) et (CBA93)]

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

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M<sub>t</sub> : Moment en travée

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

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

Exemple de calcul Pour la poutrelle du **Groupe 1** (plancher habitation) on a :

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{430} = 0.047 < \frac{12.16}{15 \times 12.16} = 0.066 \rightarrow$  **condition non vérifié**
- $\frac{3.05}{10 \times 18} = 0.017 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \rightarrow$  **condition non vérifié**

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

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

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



## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = \mathbf{0.92 \text{ cm}}$$

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

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

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

- **Evaluation des moments en travée**

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

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

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

$$\begin{cases} q_{jser} = 0.65 \times (5.11 - 0.4 - 0.4 - 0.36 - 0.2) \\ q_{gser} = 0.65 \times 5.11 \\ q_{pser} = 0.65 \times (5.11 + 1.5) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mathbf{q_{jser} = 2.44 \text{ KN/m}} \\ \mathbf{q_{gser} = 3.32 \text{ KN/m}} \\ \mathbf{q_{pser} = 4.30 \text{ KN/m}} \end{cases}$$

- **Calcul des moments**

$$\begin{cases} M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{2.44 \times 4.6^2}{8} \\ M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.32 \times 4.6^2}{8} \\ M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{4.30 \times 4.6^2}{8} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mathbf{M_{jser} = 06.45 \text{ KN.m}} \\ \mathbf{M_{gser} = 08.78 \text{ KN.m}} \\ \mathbf{M_{pser} = 11.37 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

- **Propriété de la section**

✓ Position de l'axe neutre :

$$\mathbf{H = -120.5 \text{ cm} < 0} \rightarrow \text{Calcul de d'une section en T}$$

$$\text{On aura : } \begin{cases} \mathbf{y = 4.39 \text{ cm}} \\ \mathbf{I = 10306.38 \text{ cm}^4} \end{cases}$$

✓ Position du centre de gravité de la section homogène :

$$Y_G = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15(A_{st}d + A_{sc}d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15(A_{st} + A_{sc})} = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times (3.05) \times 18}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15 \times (3.05)}$$

$$\mathbf{Y_G = 7.01 \text{ cm}}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

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

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

$$I_0 = \frac{65 \times 7.01^3}{3} + \frac{10 \times (20 - 7.01)^3}{3} - \frac{(65 - 10) \times (7.01 - 4)^3}{3} + 15 \times (3.05)(18 - 7.01)^2$$

$$I_0 = 19795.73 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte effective de l'acier :**

$$\begin{cases} \sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser}(d-y)}{I} = 15 \times \frac{6.45 \times (18-4.39) \times 10^{-2} \times 10^{-3}}{10306.38 \times 10^{-8}} \\ \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser}(d-y)}{I} = 15 \times \frac{8.78 \times (18-4.39) \times 10^{-2} \times 10^{-3}}{10306.38 \times 10^{-8}} \\ \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser}(d-y)}{I} = 15 \times \frac{11.37 \times (18-4.39) \times 10^{-2} \times 10^{-3}}{10306.38 \times 10^{-8}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{sj} = 127.76 \text{ MPa} \\ \sigma_{sg} = 173.92 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = 225.22 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Inerties fictives :**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.05}{10 \times 18} \rightarrow \rho = 0.017$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 0.1) \times 0.017} \rightarrow \lambda_i = 2.51$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 2.51 \rightarrow \lambda_v = 1$$

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 127.76 + 2.1} \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 173.92 + 2.1} \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 225.22 + 2.1} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_j = 0.66 \\ \mu_g = 0.74 \\ \mu_p = 0.79 \end{cases}$$

si  $\mu < 0 \rightarrow \mu = 0$

$$\begin{cases} If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 19795.73}{1 + 2.51 \times 0.66} \\ If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19795.73}{1 + 2.51 \times 0.74} \\ If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 19795.73}{1 + 2.51 \times 0.79} \\ If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19795.73}{1 + 1 \times 0.74} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} If_{ij} = 8196.68 \text{ cm}^4 \\ If_{ig} = 7620.67 \text{ cm}^4 \\ If_{ip} = 7300.04 \text{ cm}^4 \\ If_{vg} = 12514.54 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

- **Evaluation des flèches :**

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

$E_v$  : Module de déformation longitudinale différée du béton

$E_i$  : Module de déformation longitudinale instantanée du béton

$$\begin{cases} E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} \\ E_i = 3 \times E_v \end{cases} \rightarrow \begin{cases} E_v = 10818.86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456.58 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10E_i I f_{ij}} = \frac{6.45 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times 32456.6 \times 8196.68 \times 10^{-8}} \\ f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10E_i I f_{ig}} = \frac{8.78 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times 32456.6 \times 7620.67 \times 10^{-8}} \\ f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10E_i I f_{ip}} = \frac{11.37 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times 32456.6 \times 7300.04 \times 10^{-8}} \\ f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10E_v I f_{vg}} = \frac{8.78 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times 10818.86 \times 12514.54 \times 10^{-8}} \end{array} \right. \rightarrow \begin{cases} f_{ji} = 5.13 \times 10^{-3} \text{ m} \\ f_{gi} = 7.51 \times 10^{-3} \text{ m} \\ f_{pi} = 10.15 \times 10^{-3} \text{ m} \\ f_{gv} = 13.72 \times 10^{-3} \text{ m} \end{cases}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 13.72 - 5.13 + 10.15 - 7.51$$

$$\Delta f = 11.23 \text{ mm} > f_{adm} = 9.2 \text{ mm} \quad (\text{La condition n'est pas vérifiée})$$

- La condition de fléché n'est pas vérifiée, on doit augmenter la section d'acier en travée en prenant en considération la barre de montage.
- On prend :  $2\text{HA}12+1\text{HA}10+1\text{HA}14=4.59 \text{ cm}^2$

- **Résumé des vérifications de la flèche pour chaque type de plancher**

✓ **Vérifications de la fléché pour plancher de terrasse inaccessible :**

Tableau III 14 Vérifications de la fléché pour plancher terrasse inaccessible

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	$f_{ji}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gv}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)
4.39	10306.38	19795.73	3,60	9.63	11.43	17.37	15.57	9.2

$$\Delta f = 15.57 \text{ mm} > f_{adm} = 9.2 \text{ mm} \quad (\text{La condition n'est pas vérifiée})$$

- On doit augmenter la section d'acier en travée. on prend :  $3\text{HA}12+1\text{HA}14=4.93 \text{ cm}^2$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

✓ Vérifications de la flèche pour plancher de bureaux :

Tableau III 15 Vérifications de la flèche pour plancher de bureaux

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	f <sub>gv</sub> (mm)	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
4.61	11235.57	20405.38	4.66	6.34	10.82	12.75	12.57	9.2

$\Delta f = 12.57 \text{ mm} > f_{adm} = 9.2 \text{ mm}$  (La condition n'est pas vérifiée)

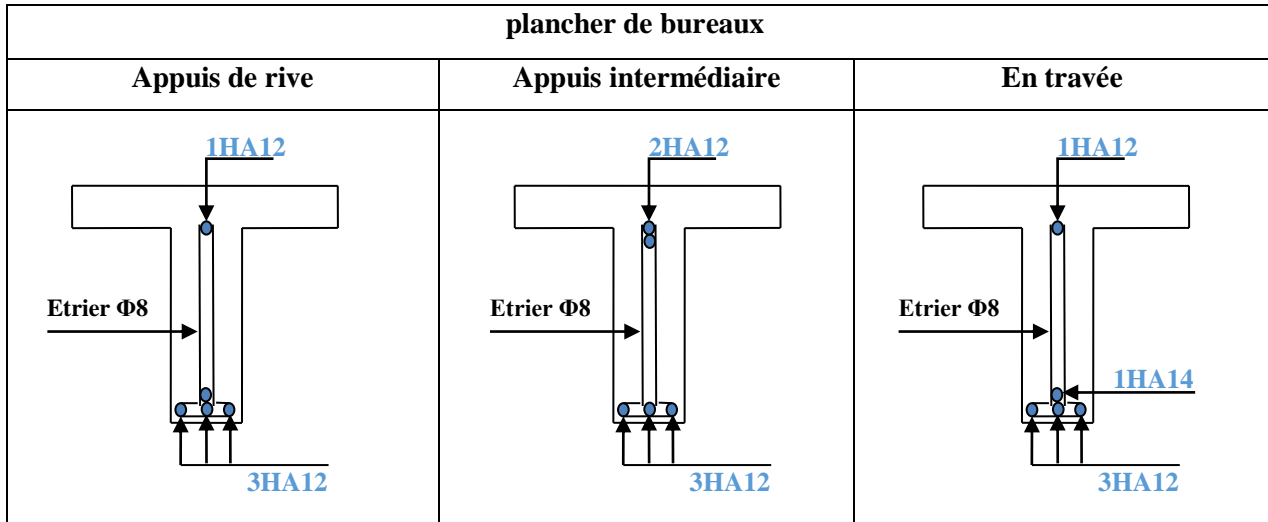
- On doit augmenter la section d'acier en travée. on prend : 3HA12+1HA14=4.93 cm<sup>2</sup>

### III.2.1.5. Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau III 16 Schémas de ferrailage des poutrelles

plancher d'habitation		
Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
plancher de terrasse inaccessible		
Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire



### III.2.1.6. Ferrailage de dalle de compression : CBA 93(Art B.6.8.2.3)

➤ **Barres perpendiculaire(⊥) aux poutrelles :**

$$50 \text{ cm} \leq l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e} \quad f_e = 235 \text{ MPa} \quad [\text{Rond Lisse (RL)}]$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec: } S_t \leq 20 \text{ cm}$$

➤ **Barres parallèle (⊥) aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{\parallel} = \frac{1.1}{2} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec: } S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On opte pour un treillis soudés  $\phi_6$  (150 x 150) mm<sup>2</sup> (Pour facilité la mise en œuvre)

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi_6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}. \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\parallel} = 4\phi_6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

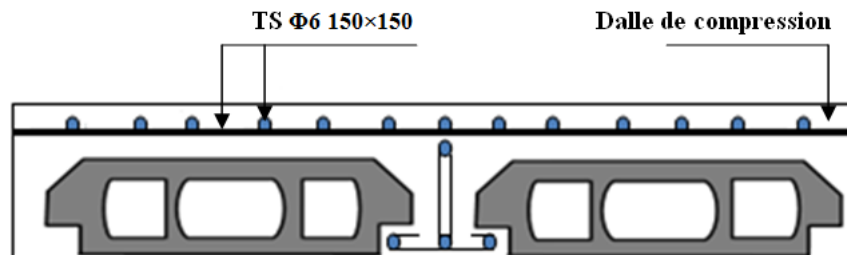


Figure III 7 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### III.2.2. Planchers de dalles pleines :

Pour cette structure, on a trois types de dalles pleines :

- ✓ Type 1 : dalles sur 3 appuis (panneaux Dp2, Dp3, Dp4 et Dp5).
- ✓ Type 2 : dalles sur 4 appuis (panneau Dp6).
- ✓ Type 3 : dalles sur deux appuis (panneau Dp1).

#### III.2.2.1. Etudes des dalles

##### III.2.2.1.1. Panneau D1

C'est une dalle d'intérieure sur deux appuis perpendiculaires d'épaisseur  $e = 14\text{cm}$ .

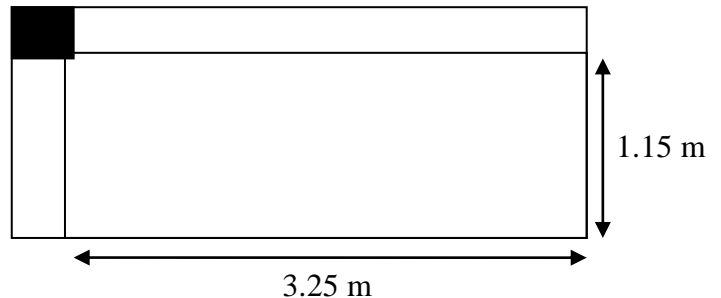
$$\begin{cases} L_x = 1.15\text{m} \\ L_y = 3.25\text{m} \end{cases} \rightarrow \rho = \frac{115}{325} = 0.35 < 0.4$$

→ la dalle travaille *comme une console*

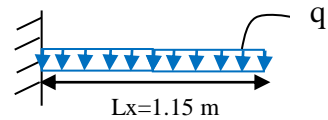
##### ➤ Calcul des moments

- Charge répartie :

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_u = 1.35 \times (5.76) + 1.5 \times (1.5) \\ q_s = 5.76 + 1.5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} q_u = 10.03 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 07.26 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$



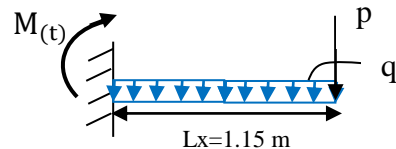
$$\text{Pour un ml on à : } \begin{cases} q_u = 10.03 \text{ KN/m} \\ q_s = 07.26 \text{ KN/m} \end{cases}$$



- Charge concentré à l'extrémité de la console (mur double cloison pour  $b=1$ ) :

$$\begin{cases} p_u = 1.35 \times (2.85) \times (1 \times 2.97) \\ p_s = 2.85 \times (1 \times 2.97) \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} p_u = 11.43 \text{ KN} \\ p_s = 08.46 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\sum M_{\text{encastr}} = 0$$

$$M^{\max} + \frac{q \times l^2}{2} + p \times l = 0 \quad \rightarrow M^{\max} = -\frac{q \times l^2}{2} - p \times l$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_u^{\max} = -\frac{10.03 \times 1.15^2}{2} - 11.43 \times 1.15 \\ M_s^{\max} = -\frac{07.26 \times 1.15^2}{2} - 08.46 \times 1.15 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_u^{\max} = -19.78 \text{ KN.m} \\ M_s^{\max} = -14.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

---

### ➤ Ferrailage

Le ferrailage se fera à la flexion simple pour une bande de largeur 1m et d'épaisseur  $e = 14\text{cm}$

avec: ( $d = 0.9 \times e$ )

Sens (x-x) :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126^2 \times 14.2} = 0.088$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.088}) = 0.115$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.126 \times (1 - 0.4 \times 0.115) = 0.120 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{19.78 \times 10^{-3}}{0.12 \times 348} = 4.74 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t^x = 4.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens (y-y) :

$$A_t^y = \frac{A_t^x}{3} \text{ (charge concentré en plus)}$$

$$A_t^y = \frac{4.74}{3}$$

$$A_t^y = 1.58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ Condition de non fragilité :

$$\begin{cases} \rho < 0.4 \\ e \geq 12 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_t^{\min} = \rho_0 \times b \times e \\ \text{avec: Fe400} \rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \end{cases}$$

$$A_t^{\min} = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 14 \rightarrow A_t^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^x = 4.74 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_t^{\min} \text{ (Véifiée)}$$

On opte pour une section de ferrailage:

$$\begin{cases} \text{Sens x - x : 5HA12} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{Sens y - y : 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

### ➤ Espacement des barres

$$\begin{cases} \text{Sens x - x : on opte pour } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm} \\ \text{Sens y - y : on opte pour } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07f_c28}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$V^{\max} = q_u \times L_x + p_u = 10.03 \times 1.15 + 11.43 = 22.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{22.96}{1 \times 0.126} \times 10^{-3} = 0.18 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

Donc: les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### ➤ Vérification des contraintes

Après tout calcul fait les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III 17 Vérification des contraintes

Sens	$M_t$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (Mpa)	$\sigma_b$ (Mpa)	Observation
x-x	14.53	5.65	3.85	8390.89	6.67	15	Vérifiée

### ➤ Vérification à l'état limite de déformation

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80} L_x, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} L_x\right) \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 14 \text{ cm} > \max(0.0375 L_x, 0.05 L_x) = 5.75 \text{ cm (Condition vérifiée)} \\ A_t^x = 5.65 \text{ cm}^2 < \frac{2 \times 100 \times 12.6}{400} = 6.3 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)} \end{array} \right.$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire



# Chapitre III : Etude des éléments secondaire

## ➤ Schéma de ferrailage

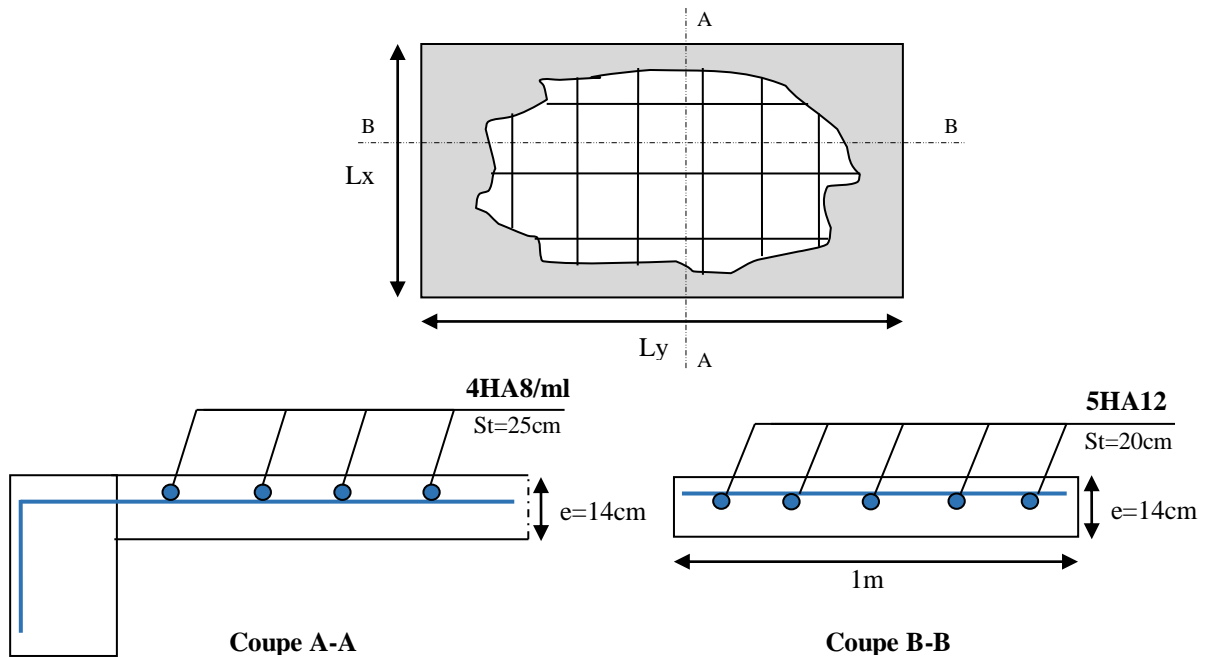


Figure III 8 Schéma de ferrailage de panneau de dalle D1

### III.2.2.1.2. Panneau D2

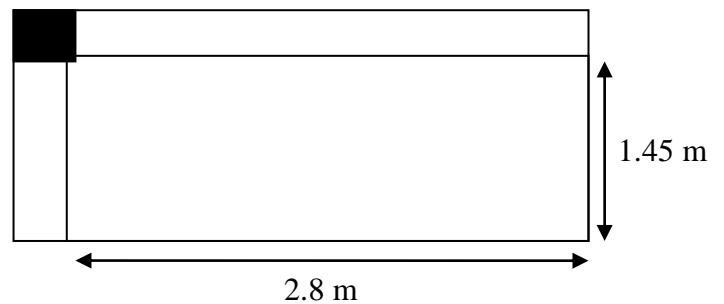
C'est une dalle de balcon sur deux appuis perpendiculaires d'épaisseur  $e = 12\text{cm}$

$$\begin{cases} L_x = 1.45\text{m} \\ L_y = 2.80\text{m} \end{cases} \rightarrow \rho = \frac{1.45}{2.80} = 0.52 > 0.4$$

→ la dalle travaille dans les deux sens

#### ➤ Calcul des moments

$$\begin{cases} M_0^X = \mu_x \times P_U \times L_x^2 \\ M_0^Y = \mu_y \times M_0^X \end{cases}$$



$$\text{Avec : } \begin{cases} q_u = 1.35 \times (5.42) + 1.5 \times (3.5) \\ q_s = 5.42 + 3.5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} q_u = 12.57 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 08.92 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Pour un ml on à : } \begin{cases} q_u = 12.57 \text{ KN/m} \\ q_s = 08.92 \text{ KN/m} \end{cases}$$

D'après le tableau de l'annexe (2) on a :

$$\text{ELU: } \begin{cases} \vartheta = 0 \\ \rho = 0.52 \\ \mu_x = 0.0937 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \quad \text{ELS: } \begin{cases} \vartheta = 0.2 \\ \rho = 0.52 \\ \mu_x = 0.0974 \\ \mu_y = 0.3853 \end{cases}$$

Donc :

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_0^X = 0.0937 \times 12.57 \times 1.45^2 \\ M_0^Y = 0.25 \times 2.48 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_0^X = 2.48 \text{ KN.m} \\ M_0^Y = 0.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_0^X = 0.0974 \times 08.92 \times 1.45^2 \\ M_0^Y = 0.3853 \times 1.83 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_0^X = 1.83 \text{ KN.m} \\ M_0^Y = 0.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### ➤ Calcul des moments corrigés :

#### ✓ En travée

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t^X = 0.75 \times (2.48) \\ M_t^Y = 0.85 \times (0.62) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^X = 1.86 \text{ KN.m} \\ M_t^Y = 0.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_t^X = 0.75 \times (1.83) \\ M_t^Y = 0.85 \times (0.71) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^X = 1.37 \text{ KN.m} \\ M_t^Y = 0.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ✓ En appuis

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_a^X = -0.3 \times (2.48) \\ M_a^Y = -0.5 \times (2.48) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_a^X = -0.74 \text{ KN.m} \\ M_a^Y = -1.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_a^X = -0.3 \times (1.83) \\ M_a^Y = -0.5 \times (1.83) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_a^X = -0.55 \text{ KN.m} \\ M_a^Y = -0.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### ➤ Ferrailage

Le ferrailage se fera à la flexion simple pour une bande de largeur 1m et d'épaisseur  $e = 12\text{cm}$ , les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous : avec:  $(d = 0.9 \times e)$

Tableau III 18 Ferrailage de panneau D1 en travée et en appuis

En travée					
Sens	$M_t(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculée} (\text{cm}^2/\text{ml})$
x-x	1.86	0.011	0.013	0.107	0.50
y-y	0.53	0.003	0.004	0.108	0.14
En appuis					
Sens	$M_a(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculée} (\text{cm}^2/\text{ml})$
x-x	-0.74	0.004	0.005	0.108	0.20
y-y	-1.24	0.007	0.009	0.108	0.33

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Condition de non fragilité

#### ✓ En travée

Sens x-x :

$$A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{8 \times 10^{-4}}{2} \times (3 - 0.52) \times 100 \times 12 = 1.19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{calc}} \rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

→ On ferraille avec  $A_{\min}$

Sens y-y :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{calc}} \rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

#### ✓ En appuis

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe} = 0,23 \times 100 \times 10.8 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{calc}} \rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

On opte pour une section de ferrailage:

$$\checkmark \text{ En travée : } \begin{cases} \text{Sens x - x : 3HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{Sens y - y : 3HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ En appuis : Sens x-x/y-y : 3HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### ➤ Espacement des barres

$$\begin{cases} \text{Sens x - x : on opte pour } St = 33 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ \text{Sens y - y : on opte pour } St = 33 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) \end{cases}$$

### ➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07fc28}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} V_u^X = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{12.57 \times 1.45}{2} \times \frac{2.8^4}{1.45^4 + 2.8^4} \\ V_u^Y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{12.57 \times 2.8}{2} \times \frac{1.45^4}{1.45^4 + 2.8^4} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_u^X = 8.50 \text{ KN} \\ V_u^Y = 1.18 \text{ KN} \end{cases}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

Sens x-x:

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{8.5}{1 \times 0.108} \times 10^{-3} = \mathbf{0.079 \text{ MPa}} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = \mathbf{1.16 \text{ MPa}}$$

Sens y-y:

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{1.18}{1 \times 0.108} \times 10^{-3} = \mathbf{0.011 \text{ MPa}} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = \mathbf{1.16 \text{ MPa}}$$

Donc: les armatures transversal ne sont pas nécessaire.

### ➤ Vérification des contraintes

Après tout les calculs faits, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous:

#### ✓ En travée

Tableau III 19 Vérification des contraintes en travée

Sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Observation
x-x	1.37	1.51	2	2020.68	1.36	15	Vérifiée
y-y	0.60	1.51	2	2020.68	0.59	15	vérifiée

#### ✓ En appuis

Tableau III 20 Vérification des contraintes en appuis

Sens	M <sub>a</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Observation
x-x	-0.55	1.51	2	2020.68	0.54	15	Vérifiée
y-y	-0.92	1.51	2	2020.68	0.91	15	Vérifiée

### ➤ Vérification à l'état limite de déformation

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80} L_x, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} L_x\right) \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \mathbf{12 \text{ cm}} > \max(0.0375 L_x, 0.0425 L_x) = \mathbf{6.16 \text{ cm}} \text{ (Condition vérifiée)} \\ A_t^x = \mathbf{1.51 \text{ cm}^2} < \frac{2 \times 100 \times 10.8}{400} = \mathbf{5.4 \text{ cm}^2} \text{ (Condition vérifiée)} \end{array} \right.$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### III.2.2.1.3. Panneau D3

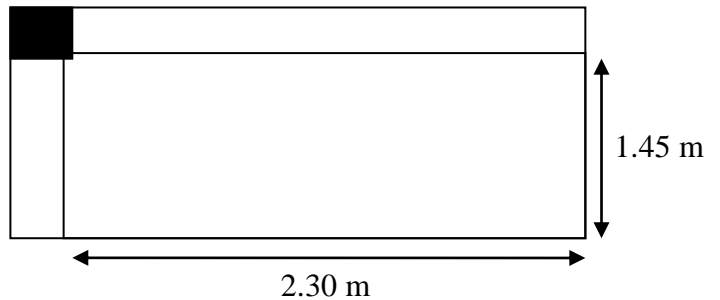
C'est une dalle de balcon sur deux appuis perpendiculaires d'épaisseur  $e = 12\text{cm}$

$$\begin{cases} L_x = 1.45\text{m} \\ L_y = 2.30\text{m} \end{cases} \rightarrow \rho = \frac{1.45}{2.30} = 0.63 > 0.4$$

→ la dalle travaille dans les deux sens

➤ Calcul des moments

$$\begin{cases} M_0^X = \mu_x \times P_U \times L_x^2 \\ M_0^Y = \mu_y \times M_0^X \end{cases}$$



Pour un ml on à:  $\begin{cases} q_u = 12.57 \text{ KN/m} \\ q_s = 08.92 \text{ KN/m} \end{cases}$

D'après le tableau de l'annexe (2) on a :

$$\begin{array}{l} \text{ELU: } \begin{cases} \vartheta = 0 \\ \rho = 0.63 \\ \mu_x = 0.0779 \\ \mu_y = 0.3338 \end{cases} \\ \text{ELS: } \begin{cases} \vartheta = 0.2 \\ \rho = 0.63 \\ \mu_x = 0.0831 \\ \mu_y = 0.5004 \end{cases} \end{array}$$

Donc :

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_0^X = 0.0779 \times 12.57 \times 1.45^2 \\ M_0^Y = 0.3338 \times 2.06 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_0^X = 2.06 \text{ KN.m} \\ M_0^Y = 0.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_0^X = 0.0831 \times 08.92 \times 1.45^2 \\ M_0^Y = 0.5004 \times 1.56 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_0^X = 1.56 \text{ KN.m} \\ M_0^Y = 0.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul des moments corrigés :

✓ En travée

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t^X = 0.85 \times (2.06) \\ M_t^Y = 0.85 \times (0.69) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^X = 1.75 \text{ KN.m} \\ M_t^Y = 0.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_t^X = 0.85 \times (1.56) \\ M_t^Y = 0.85 \times (0.78) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^X = 1.33 \text{ KN.m} \\ M_t^Y = 0.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ En appuis

$$\begin{array}{l} \text{ELU: } M_a^X = M_a^Y = -0.5 \times (2.06) \rightarrow M_a^X = M_a^Y = -1.03 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_a^X = M_a^Y = -0.5 \times (1.56) \rightarrow M_a^X = M_a^Y = -0.78 \text{ KN.m} \end{array}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Ferrailage

Le ferrailage se fera à la flexion simple pour une bande de largeur 1m et d'épaisseur  $e = 12\text{cm}$ , les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous : avec: ( $d = 0.9 \times e$ )

Tableau III 21 Ferrailage de panneau D1 en travée et en appuis

En travée					
Sens	$M_t(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{\text{calculée}} (\text{cm}^2/\text{ml})$
x-x	1.75	0.011	0.013	0.107	0.47
y-y	0.58	0.003	0.004	0.108	0.15
En appuis					
Sens	$M_a(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{\text{calculée}} (\text{cm}^2/\text{ml})$
x-x/y-y	-1.03	0.006	0.009	0.108	0.27

### ➤ Condition de non fragilité

#### ✓ En travée

Sens x-x :

$$A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{8 \times 10^{-4}}{2} \times (3 - 0.63) \times 100 \times 12 = 1.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{calc}} \rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

Sens y-y :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{calc}} \rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

#### ✓ En appuis

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe} = 0,23 \times 100 \times 10.8 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{calc}} \rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

On opte pour une section de ferrailage:

$$\checkmark \text{ En travée : } \begin{cases} \text{Sens x - x : 3HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{Sens y - y : 3HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ En appuis : Sens x-x/y-y : 3HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Espacement des barres

$$\begin{cases} \text{Sens } x - x : \text{ on opte pour } St = 33 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ \text{Sens } y - y : \text{ on opte pour } St = 33 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) \end{cases}$$

### ➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07fc28}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} V_u^X = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{12.57 \times 1.45}{2} \times \frac{2.3^4}{1.45^4 + 2.3^4} \\ V_u^Y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{12.57 \times 2.3}{2} \times \frac{1.45^4}{1.45^4 + 2.3^4} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_u^X = 7.87 \text{ KN} \\ V_u^Y = 1.97 \text{ KN} \end{cases}$$

Sens x-x:

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{7.87}{1 \times 0.108} \times 10^{-3} = 0.073 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

Sens y-y:

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{1.87}{1 \times 0.108} \times 10^{-3} = 0.017 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

Donc: les armatures transversal ne sont pas nécessaire.

### ➤ Vérification des contraintes

Après tout les calculs faits, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous:

✓ En travée

Tableau III 22 Vérification des contraintes en travée

Sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Observation
x-x	1.33	1.51	2	2020.68	1.32	15	Vérifiée
y-y	0.66	1.51	2	2020.68	0.65	15	vérifiée

✓ En appuis

Tableau III 23 Vérification des contraintes en appuis

Sens	M <sub>a</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Observation
x-x/y-y	-0.78	1.51	2	2020.68	0.77	15	Vérifiée

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Vérification à l'état limite de déformation

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80} L_x, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} L_x\right) \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \end{cases}$$

$$\begin{cases} e = 12 \text{ cm} > \max(0.0375 L_x, 0.0425 L_x) = 6.16 \text{ cm (Condition vérifiée)} \\ A_t^x = 1.51 \text{ cm}^2 < \frac{2 \times 100 \times 10.8}{400} = 5.4 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)} \end{cases}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.2.2.1.4. Panneau D4

C'est une dalle de balcon sur deux appuis perpendiculaires d'épaisseur  $e = 12 \text{ cm}$

$$\begin{cases} L_x = 2.80 \text{ m} \\ L_y = 3.40 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \rho = \frac{2.80}{3.40} = 0.82 > 0.4$$

→ la dalle travaille dans les deux sens

#### ➤ Calcul des moments

$$\begin{cases} M_0^X = \mu_x \times P_u \times L_x^2 \\ M_0^Y = \mu_y \times M_0^X \end{cases}$$

Pour un ml on à:  $\begin{cases} q_u = 12.57 \text{ KN/m} \\ q_s = 08.92 \text{ KN/m} \end{cases}$

D'après le tableau de l'annexe (2) on a :

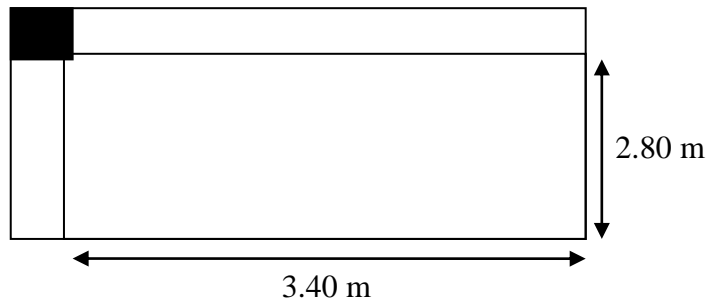
$$\text{ELU: } \begin{cases} \vartheta = 0 \\ \rho = 0.82 \\ \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} \vartheta = 0.2 \\ \rho = 0.82 \\ \mu_x = 0.0607 \\ \mu_y = 0.7381 \end{cases}$$

Donc :

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_0^X = 0.0539 \times 12.57 \times 2.80^2 \\ M_0^Y = 0.6313 \times 5.31 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_0^X = 5.31 \text{ KN.m} \\ M_0^Y = 3.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_0^X = 0.0607 \times 08.92 \times 2.80^2 \\ M_0^Y = 0.7381 \times 4.24 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_0^X = 4.24 \text{ KN.m} \\ M_0^Y = 3.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$





## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Calcul des moments corrigés :

#### ✓ En travée

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t^X = 0.85 \times (5.31) \\ M_t^Y = 0.75 \times (3.35) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^X = 4.51 \text{ KN.m} \\ M_t^Y = 2.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_t^X = 0.85 \times (4.24) \\ M_t^Y = 0.75 \times (3.13) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^X = 3.60 \text{ KN.m} \\ M_t^Y = 2.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ✓ En appuis

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_a^X = -0.5 \times (5.31) \\ M_a^Y = -0.3 \times (5.31) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_a^X = -2.66 \text{ KN.m} \\ M_a^Y = -1.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_a^X = -0.5 \times (4.24) \\ M_a^Y = -0.3 \times (4.24) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_a^X = -2.12 \text{ KN.m} \\ M_a^Y = -1.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### ➤ Ferrailage

Le ferrailage se fera à la flexion simple pour une bande de largeur 1m et d'épaisseur  $e = 12\text{cm}$ , les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous : avec: ( $d = 0.9 \times e$ )

Tableau III 24 Ferrailage de panneau D1 en travée et en appuis

En travée					
Sens	$M_t(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{\text{calculée}} (\text{cm}^2/\text{ml})$
x-x	4.51	0.027	0.034	0.107	1.21
y-y	2.51	0.015	0.019	0.107	0.67
En appuis					
Sens	$M_a(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{\text{calculée}} (\text{cm}^2/\text{ml})$
x-x	-2.66	0.016	0.020	0.107	0.71
y-y	-2.12	0.013	0.016	0.107	0.57

### ➤ Condition de non fragilité

#### ✓ En travée

Sens x-x :

$$A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{8 \times 10^{-4}}{2} \times (3 - 0.82) \times 100 \times 12 = 1.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.05 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\text{calc}} \text{ (Vérifiée)}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

Sens y-y :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{calc}} \rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

✓ En appuis

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe} = 0,23 \times 100 \times 10.8 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{calc}} \rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

On opte pour une section de ferrailage:

$$\checkmark \text{ En travée : } \begin{cases} \text{Sens x - x : 3HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{Sens y - y : 3HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ En appuis : Sens x-x/y-y : 3HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Espacement des barres

$$\begin{cases} \text{Sens x - x : on opte pour } St = 33 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ \text{Sens y - y : on opte pour } St = 33 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) \end{cases}$$

➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07fc28}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} V_u^X = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{12.57 \times 2.8}{2} \times \frac{3.4^4}{2.8^4 + 3.4^4} \\ V_u^Y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{12.57 \times 3.4}{2} \times \frac{2.8^4}{2.8^4 + 3.4^4} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_u^X = 12.05 \text{ KN} \\ V_u^Y = 06.73 \text{ KN} \end{cases}$$

Sens x-x:

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{12.05}{1 \times 0.108} \times 10^{-3} = 0.11 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

Sens y-y:

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{06.73}{1 \times 0.108} \times 10^{-3} = 0.06 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

Donc: les armatures transversal ne sont pas nécessaire.

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Vérification des contraintes

Après tout les calculs faits, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous:

#### ✓ En travée

Tableau III 25 Vérification des contraintes en travée

Sens	$M_t$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
x-x	3.60	1.51	2	2020.68	3.56	15	Vérifiée
y-y	2.35	1.51	2	2020.68	2.33	15	vérifiée

#### ✓ En appuis

Tableau III 26 Vérification des contraintes en appuis

Sens	$M_a$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
x-x	-2.12	1.51	2	2020.68	2.10	15	Vérifiée
y-y	-1.27	1.51	2	2020.68	1.26	15	Vérifiée

### ➤ Vérification à l'état limite de déformation

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80} L_x, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} L_x\right) \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \end{cases}$$

$$\begin{cases} e = 12 \text{ cm} > \max(0.0375 L_x, 0.0424 L_x) = 11.87 \text{ cm (Condition vérifiée)} \\ A_t^x = 1.51 \text{ cm}^2 < \frac{2 \times 100 \times 10.8}{400} = 5.4 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)} \end{cases}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Schéma de ferrailage

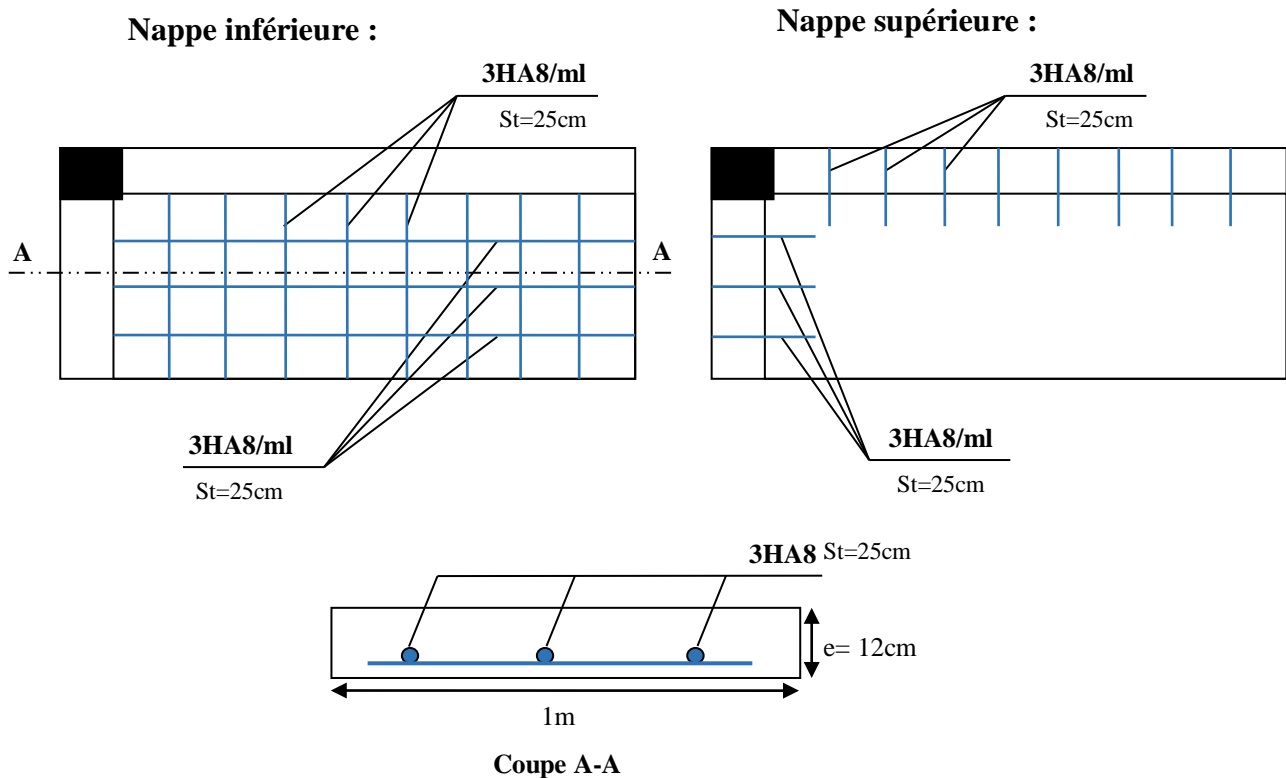


Figure III 9 Schéma de ferrailage de panneau de dalle D2, D3 et D4

### III.2.2.1.5. Panneau D5

C'est une dalle d'intérieure sur trois appuis d'épaisseur  $e=14\text{cm}$ .

$$\begin{cases} L_x = 1.50\text{m} \\ L_y = 4.70\text{m} \end{cases} \rightarrow \rho = \frac{150}{470} = 0.32 < 0.4$$

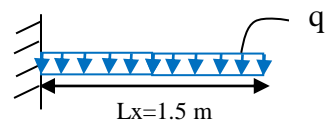
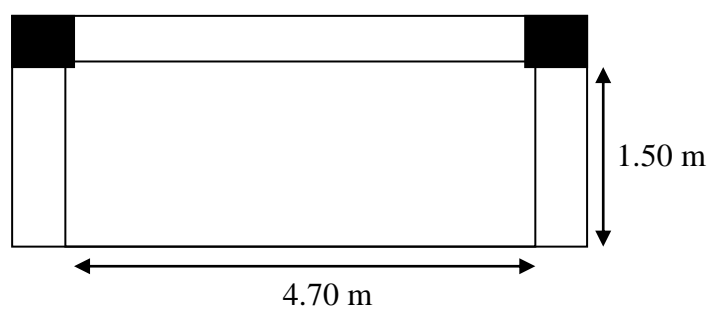
→ la dalle travaille *comme une console*

### ➤ Calcul des moments

- Charge répartie :

Pour un ml on à :

$$\begin{cases} q_u = 10.03 \text{ KN/m} \\ q_s = 07.26 \text{ KN/m} \end{cases}$$

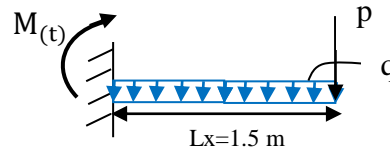


## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

- Charge concentré à l'extrémité de la console (mur double cloison pour b=1)

$$\text{On à : } \begin{cases} p_u = 11.43 \text{ KN} \\ p_s = 08.46 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/\text{encastr} = 0$$



$$M^{\max} + \frac{q \times l^2}{2} + p \times l = 0 \quad \rightarrow M^{\max} = -\frac{q \times l^2}{2} - p \times l$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_u^{\max} = -\frac{10.03 \times 1.5^2}{2} - 11.43 \times 1.5 \\ M_s^{\max} = -\frac{07.26 \times 1.5^2}{2} - 08.46 \times 1.5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_u^{\max} = -28.43 \text{ KN.m} \\ M_s^{\max} = -20.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### ➤ Ferrailage

Le ferrailage se fera à la flexion simple pour une bande de largeur 1m et d'épaisseur e= 14cm avec: (d = 0.9 × e)

Sens (x-x) :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126^2 \times 14.2} = 0.126$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.126}) = 0.169$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.126 \times (1 - 0.4 \times 0.169) = 0.117 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{28.43 \times 10^{-3}}{0.117 \times 348} = 6.98 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t^x = 6.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens (y-y) :

$$A_t^y = \frac{A_t^x}{3} \text{ (charge concentré en plus)}$$

$$A_t^y = \frac{6.98}{3}$$

$$A_t^y = 2.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ Condition de non fragilité :

$$\begin{cases} \rho < 0.4 \\ e \geq 12 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_t^{\min} = \rho_0 \times b \times e \\ \text{avec: Fe400} \rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \end{cases}$$

$$A_t^{\min} = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 14 \rightarrow A_t^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^x = 6.98 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_t^{\min} \text{ (Vérifiée)}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

On opte pour une section de ferrailage:

$$\begin{cases} \text{Sens } x - x : 5\text{HA14} = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{Sens } y - y : 5\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

### ➤ Espacement des barres

$$\begin{cases} \text{Sens } x - x : \text{on opte pour } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm} \\ \text{Sens } y - y : \text{on opte pour } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

### ➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07fc28}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u \times L_x + p_u = 10.03 \times 1.5 + 11.43 = 26.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{26.48}{1 \times 0.126} \times 10^{-3} = 0.21 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

Donc: les armatures transversal ne sont pas nécessaire.

### ➤ Vérification des contraintes

Après tout calcul fait les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III 27 Vérification des contraintes

Sens	$M_t$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (Mpa)	$\sigma_b$ (Mpa)	Observation
x-x	-20.86	7.70	4.36	10604.90	8.58	15	Vérifiée

### ➤ Vérification à l'état limite de déformation

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80} L_x, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} L_x\right) \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \end{cases}$$

$$\begin{cases} e = 14 \text{ cm} > \max(0.0375 L_x, 0.05 L_x) = 7.5 \text{ cm (Condition vérifiée)} \\ A_t^x = 7.7 \text{ cm}^2 > \frac{2 \times 100 \times 12.6}{400} = 6.3 \text{ cm}^2 \text{ (Condition non vérifiée)} \end{cases}$$

On doit vérifiée la flèche

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

La flèche admissible:

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{150}{250} = \mathbf{0.6 \text{ cm}} \quad (\text{Console})$$

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

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

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

- **Evaluation des moments en travée**

$$\begin{cases} q_{jser} = 1 \times (5.76 - 0.4 - 0.4 - 0.36 - 0.2) \\ q_{gser} = 1 \times 5.76 \\ q_{pser} = 1 \times (5.76 + 1.5) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} q_{jser} = \mathbf{4.40 \text{ KN/m}} \\ q_{gser} = \mathbf{5.76 \text{ KN/m}} \\ q_{pser} = \mathbf{7.26 \text{ KN/m}} \end{cases}$$

- **Calcul des moments**

$$\begin{cases} M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{2} = \frac{4.40 \times 1.5^2}{2} \\ M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{2} = \frac{5.76 \times 1.5^2}{2} \\ M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{2} = \frac{7.26 \times 1.5^2}{2} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{jser} = \mathbf{04.95 \text{ KN.m}} \\ M_{gser} = \mathbf{06.48 \text{ KN.m}} \\ M_{pser} = \mathbf{08.16 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

- **Propriété de la section :**

$$\text{On a : } \begin{cases} y = \mathbf{4.36 \text{ cm}} \\ I = \mathbf{10604.90 \text{ cm}^4} \end{cases}$$

✓ Position du centre de gravité de la section homogène :

$$Y_G = \frac{\frac{b \times e^2}{2} + 15A_{st}d}{b \times e + 15A_{st}} = \frac{\frac{100 \times 14^2}{2} + 15 \times (7.70) \times 12.6}{100 \times 14 + 15 \times (7.70)}$$

$$Y_G = \mathbf{7.43 \text{ cm}}$$

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

$$I_0 = \frac{b \times Y_G^3}{3} + \frac{b \times (e - Y_G)^3}{3} + 15 \times A_{st}(d - Y_G)^2$$
$$I_0 = \frac{100 \times 7.43^3}{3} + \frac{100 \times (14 - 7.43)^3}{3} + 15 \times (7.70)(12.6 - 7.43)^2$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

$$I_0 = 26212.71 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte effective de l'acier :**

$$\begin{cases} \sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser}(d-y)}{I} = 15 \times \frac{4.95 \times (12.6 - 4.36) \times 10^{-2} \times 10^{-3}}{10604.90 \times 10^{-8}} \\ \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser}(d-y)}{I} = 15 \times \frac{6.48 \times (12.6 - 4.36) \times 10^{-2} \times 10^{-3}}{10604.90 \times 10^{-8}} \\ \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser}(d-y)}{I} = 15 \times \frac{8.16 \times (12.6 - 4.36) \times 10^{-2} \times 10^{-3}}{10604.90 \times 10^{-8}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{sj} = 57.69 \text{ MPa} \\ \sigma_{sg} = 70.02 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = 95.10 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Inerties fictives :**

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{7.70}{100 \times 12.6} \rightarrow \rho = 0.006$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b) \times \rho} = \frac{0.05 \times 1 \times 2.1}{(2 \times 1 + 3 \times 1) \times 0.006} \rightarrow \lambda_i = 3.5$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3.5 \rightarrow \lambda_v = 1.4$$

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.006 \times 57.69 + 2.1} \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.006 \times 70.02 + 2.1} \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.006 \times 95.10 + 2.1} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_j = -0.05 = 0 \\ \mu_g = 0.03 \\ \mu_p = 0.16 \end{cases}$$

si  $\mu < 0 \rightarrow \mu = 0$

$$\begin{cases} If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 26212.71}{1 + 3.5 \times 0} \\ If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 26212.71}{1 + 3.5 \times 0.03} \\ If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 26212.71}{1 + 3.5 \times 0.16} \\ If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 26212.71}{1 + 1.4 \times 0.03} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} If_{ij} = 28833.98 \text{ cm}^4 \\ If_{ig} = 26094.10 \text{ cm}^4 \\ If_{ip} = 18483.32 \text{ cm}^4 \\ If_{vg} = 27671.77 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

- **Evaluation des flèches :**

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

$E_v$  : Module de déformation longitudinale différée du béton

$E_i$  : Module de déformation longitudinale instantanée du béton

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \\ E_i = 3 \times E_v \end{cases} \rightarrow \begin{cases} E_v = 10818.86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456.58 \text{ MPa} \end{cases}$$



## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{4E_i I_{fij}} \quad (\text{cas d'une console})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{4E_i I_{fij}} = \frac{4.95 \times 10^{-3} \times 1.5^2}{4 \times 32456.6 \times 28833.98 \times 10^{-8}} \\ f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{4E_i I_{fig}} = \frac{6.48 \times 10^{-3} \times 1.5^2}{4 \times 32456.6 \times 26094.10 \times 10^{-8}} \\ f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{4E_i I_{fip}} = \frac{8.16 \times 10^{-3} \times 1.5^2}{4 \times 32456.6 \times 18483.32 \times 10^{-8}} \\ f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{4E_v I_{fvg}} = \frac{6.48 \times 10^{-3} \times 1.5^2}{4 \times 10818.86 \times 27671.77 \times 10^{-8}} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = 0.30 \times 10^{-3} m \\ f_{gi} = 0.43 \times 10^{-3} m \\ f_{pi} = 0.80 \times 10^{-3} m \\ f_{gv} = 1.22 \times 10^{-3} m \end{array} \right.$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.22 - 0.3 + 0.80 - 0.43$$

$$\Delta f = 1.29 \text{ mm} < f_{adm} = 6 \text{ mm} \quad (\text{La condition est vérifiée})$$

### ➤ Schéma de ferrailage

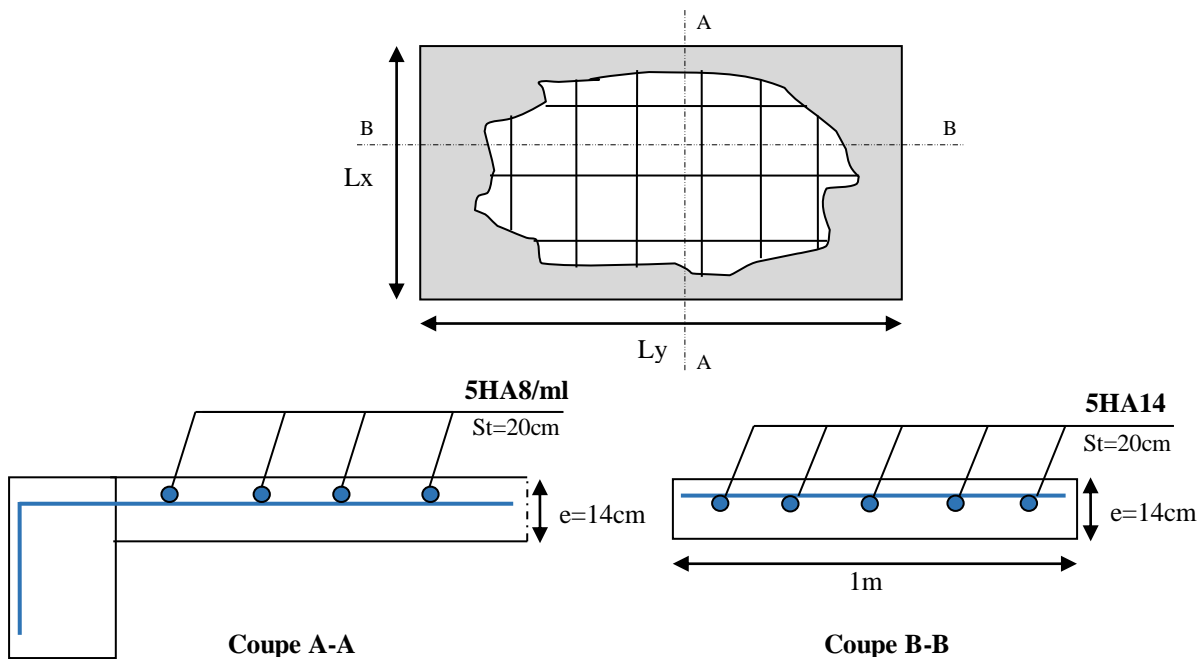


Figure III 10 Schéma de ferrailage de panneau de dalle D5

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### III.2.2.1.6. Panneau D6

C'est une dalle de balcon sur trois appuis d'épaisseur  $e=12\text{cm}$ .

$$\begin{cases} L_x = 1.50\text{m} \\ L_y = 5.00\text{m} \end{cases} \rightarrow \rho = \frac{150}{500} = 0.3 < 0.4$$

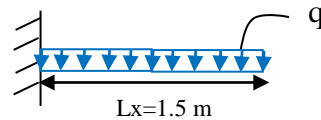
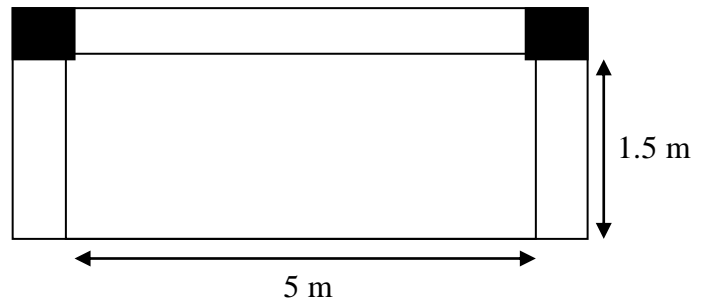
→ la dalle travaille comme une console

#### ➤ Calcul des moments

- Charge répartie :

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_u = 1.35 \times (5.42) + 1.5 \times (3.5) \\ q_s = 5.42 + 3.5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} q_u = 12.57 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 08.92 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

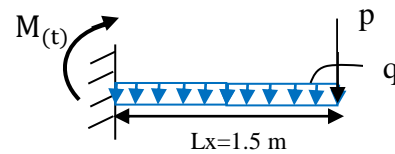
$$\text{Pour un ml on à : } \begin{cases} q_u = 12.57 \text{ KN/m} \\ q_s = 08.92 \text{ KN/m} \end{cases}$$



- Charge concentré à l'extrémité de la console (garde-corps pour  $b=1$ )

$$\begin{cases} p_u = 1.35 \times (18 \times 0.15) \times (1 \times 1.2) \\ p_s = (18 \times 0.15) \times (1 \times 1.2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} p_u = 04.37 \text{ KN} \\ p_s = 03.24 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\sum M_{\text{encastr}} = 0$$

$$M^{\max} + \frac{q \times l^2}{2} + p \times l = 0 \quad \rightarrow \quad M^{\max} = -\frac{q \times l^2}{2} - p \times l$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_u^{\max} = -\frac{12.57 \times 1.5^2}{2} - 4.37 \times 1.5 \\ M_s^{\max} = -\frac{08.92 \times 1.5^2}{2} - 3.24 \times 1.5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_u^{\max} = -20.70 \text{ KN.m} \\ M_s^{\max} = -14.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ➤ Ferrailage

Le ferrailage se fera à la flexion simple pour une bande de largeur  $1\text{m}$  et d'épaisseur  $e=12\text{cm}$  avec:  $(d = 0.9 \times e)$

Sens (x-x) :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20.70 \times 10^{-3}}{1 \times 0.108^2 \times 14.2} = 0.125$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.125}) = 0.167$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

---

$$z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.108 \times (1 - 0.4 \times 0.167) = 0.101 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{20.70 \times 10^{-3}}{0.101 \times 348} = 5.89 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t^x = 5.89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Sens (y-y) :**

$$A_t^y = \frac{A_t^x}{3} \text{ (charge concentré en plus)}$$

$$A_t^y = \frac{5.89}{3}$$

$$A_t^y = 1.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} \rho < 0.4 \\ e \geq 12 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_t^{\min} = \rho_0 \times b \times e \\ \text{avec: Fe400} \rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \end{cases}$$

$$A_t^{\min} = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 12 \rightarrow A_t^{\min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^x = 5.89 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_t^{\min} \text{ (Vérifiée)}$$

On opte pour une section de ferrailage:

$$\begin{cases} \text{Sens x - x : 6HA12} = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{Sens y - y : 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

➤ **Espacement des barres**

$$\begin{cases} \text{Sens x - x : on opte pour } St = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm} \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 24 \text{ cm} \\ \text{Sens y - y : on opte pour } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07f_c28}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u \times Lx + p_u = 12.57 \times 1.5 + 4.37 = 23.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{23.23}{1 \times 0.108} \times 10^{-3} = 0.22 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

**Donc: les armatures transversal ne sont pas nécessaire.**

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Vérification des contraintes

Après tout calcul fait les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III 28 Vérification des contraintes pour le panneau D6

Sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (Mpa)	σ <sub>b</sub> (Mpa)	Observation
x-x	-14.90	6.79	3.78	6819.55	8.26	15	Vérifiée

### ➤ Vérification à l'état limite de déformation

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80} L_x, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} L_x\right) \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 14 \text{ cm} > \max(0.0375 L_x, 0.05 L_x) = 7.5 \text{ cm (Condition vérifiée)} \\ A_t^x = 6.79 \text{ cm}^2 > \frac{2 \times 100 \times 10.8}{400} = 5.4 \text{ cm}^2 \text{ (Condition non vérifiée)} \end{array} \right.$$

On doit vérifier la flèche

- Résumé de vérification de la flèche pour le panneau D6 :

Tableau III 29 Vérifications de la flèche pour le panneau D6

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	f <sub>gv</sub> (mm)	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
3.78	6819.55	16563.06	0.48	0.91	2.19	1.81	2.61	6

$$\Delta f = 2.61 \text{ mm} < f_{adm} = 6 \text{ mm} \quad (\text{La condition est vérifiée})$$

# Chapitre III : Etude des éléments secondaire

## ➤ Schéma de ferrailage

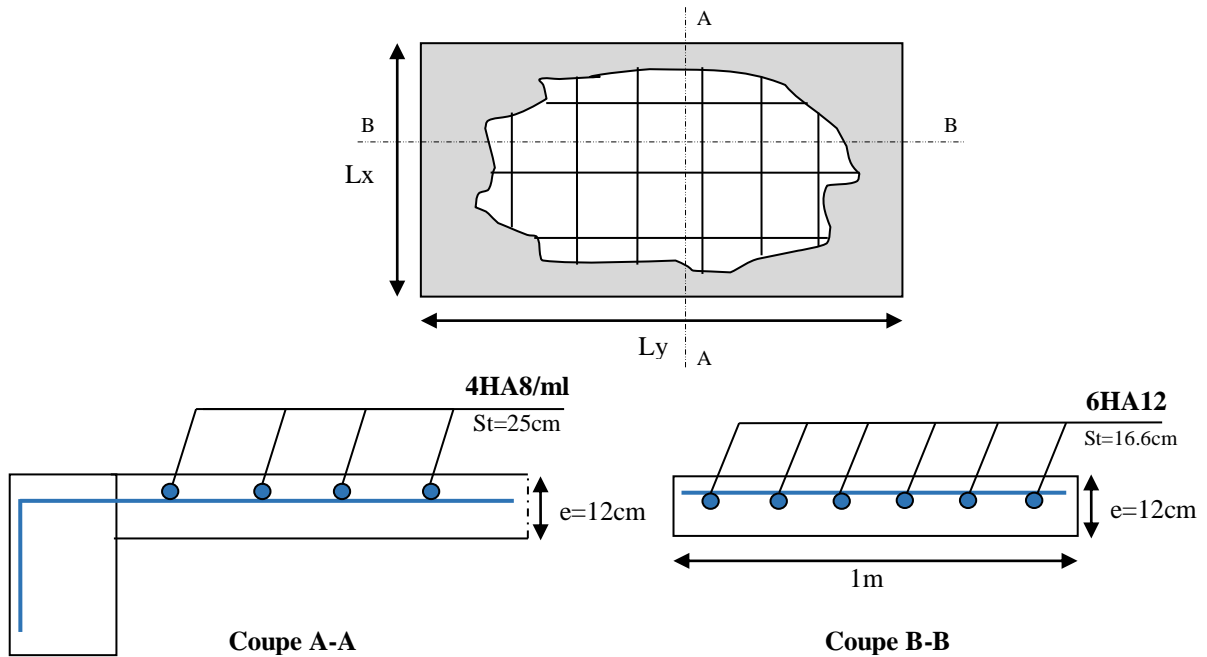


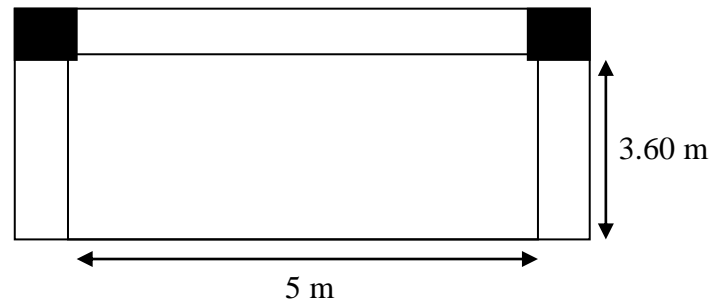
Figure III 11 Schéma de ferrailage de panneau de dalle D6

### III.2.2.1.7. Panneau D7

C'est une dalle de terrasse sur **trois appuis** perpendiculaires d'épaisseur **e= 14cm**

$$\begin{cases} Lx = 3.60\text{m} \\ Ly = 5.00\text{m} \end{cases} \rightarrow \rho = \frac{360}{500} = 0.72 > 0.4$$

→ *la dalle travaille dans les deux sens*



#### ➤ Calcul des moments

$$\text{On a: } Lx = 3.60\text{ m} > \frac{Ly}{2} = 2.50\text{ m} \rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{q l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{q l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) - \frac{q l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} q_u = 1.35 \times (6.48) + 1.5 \times (1.5) \\ q_s = 6.48 + 1.5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} q_u = 11.00\text{ KN/m}^2 \\ q_s = 07.98\text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Pour un ml on à: } \begin{cases} q_u = 11.00\text{ KN/m} \\ q_s = 07.98\text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_0^x = \frac{11 \times 5^3}{24} \\ M_0^y = \frac{11 \times 5^2}{8} \left( 3.6 - \frac{5}{2} \right) - \frac{11 \times 5^3}{48} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_0^x = 57.29\text{ KN.m} \\ M_0^y = 09.16\text{ KN.m} \end{cases}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_0^x = \frac{7.98 \times 5^3}{24} \\ M_0^y = \frac{7.98 \times 5^2}{8} \left(3.6 - \frac{5}{2}\right) - \frac{7.98 \times 5^3}{48} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_0^x = 41.56 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 06.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### ➤ Calcul des moments corrigés :

#### ✓ En travée

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times (57.29) \\ M_t^y = 0.85 \times (09.16) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^x = 48.70 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 07.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times (41.56) \\ M_t^y = 0.85 \times (06.65) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^x = 35.33 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 05.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ✓ En appuis

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_a^x = -0.5 \times (57.29) \\ M_a^y = \begin{cases} \text{rive: } -0.5 \times (57.29) \\ \text{intermè: } -0.3 \times (57.29) \end{cases} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_a^x = -28.65 \text{ KN.m} \\ M_a^y = \begin{cases} M_a^y \text{ rive} = -28.65 \text{ KN.m} \\ M_a^y \text{ intermè} = -17.19 \text{ KN.m} \end{cases} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_a^x = -0.5 \times (41.56) \\ M_a^y = \begin{cases} \text{rive: } -0.5 \times (41.56) \\ \text{intermè: } -0.3 \times (41.56) \end{cases} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_a^x = -20.78 \text{ KN.m} \\ M_a^y = \begin{cases} M_a^y \text{ rive} = -20.78 \text{ KN.m} \\ M_a^y \text{ intermè} = -12.47 \text{ KN.m} \end{cases} \end{cases}$$

### ➤ Ferrailage

Le ferrailage se fera à la flexion simple pour une bande de largeur 1m et d'épaisseur  $e = 14\text{cm}$ , les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous : avec: ( $d = 0.9 \times e$ )

Tableau III 30 Ferrailage de panneau D1 en travée et en appuis

En travée						
Sens	$M_t(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculée ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	
x-x	48.70	0.216	0.308	0.110	12.72	
y-y	07.79	0.035	0.045	0.124	1.78	
En appuis						
Sens	$M_a(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculée ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	
x-x	-28.65	0.127	0.170	0.117	7.04	
y-y	Rive	-28.65	0.127	0.170	0.117	7.04
	intermédiaire	-17.19	0.076	0.099	0.121	4.08

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Condition de non fragilité

#### ✓ En travée

##### Sens x-x

$$A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{8 \times 10^{-4}}{2} \times (3 - 0.72) \times 100 \times 14 = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\text{calc}} \text{ (Vérifiée)}$$

##### Sens y-y

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\text{calc}} \text{ (Vérifiée)}$$

#### ✓ En appuis

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe} = 0,23 \times 100 \times 12.6 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.52 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\text{calc}} \text{ (Vérifiée)}$$

On opte pour une section de ferrailage:

$$\checkmark \text{ En travée : } \begin{cases} \text{Sens x - x : 7HA16} = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{Sens y - y : 4HA8} = 02.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ En appuis : } \begin{cases} \text{Sens x - x : 7HA12} = 07.92 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{Sens y - y : 7HA12} = 07.92 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

### ➤ Espacement des barres

#### ✓ En travée :

$$\begin{cases} \text{Sens x - x : on opte pour } St = 14.3 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ \text{Sens y - y : on opte pour } St = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) \end{cases}$$

#### ✓ En appuis :

$$\begin{cases} \text{Sens x - x : on opte pour } St = 14.3 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ \text{Sens y - y : on opte pour } St = 14.3 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) \end{cases}$$

### ➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07fc28}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} V_u^X = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{11 \times 3.6}{2} \times \frac{5^4}{3.6^4 + 5^4} \\ V_u^Y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{11 \times 5}{2} \times \frac{3.6^4}{3.6^4 + 5^4} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_u^X = 15.61 \text{ KN} \\ V_u^Y = 05.82 \text{ KN} \end{cases}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

Sens x-x:

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{15.61}{1 \times 0.126} \times 10^{-3} = 0.124 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

Sens y-y:

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{05.82}{1 \times 0.126} \times 10^{-3} = 0.046 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

Donc: les armatures transversal ne sont pas nécessaire.

### ➤ Vérification des contraintes

Après tout les calculs faits, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous:

✓ En travée

Tableau III 31 Vérification des contraintes en travée

Sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Observation
x-x	35.33	14.07	5.48	16184.61	11.96	15	Vérifiée
y-y	05.65	2.01	2.47	3719.58	03.75	15	vérifiée

✓ En appuis

Tableau III 32 Vérification des contraintes en appuis

Sens	M <sub>a</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Observation
x-x/y-y	-20.78	7.92	4.41	10827.51	08.46	15	Vérifiée

### ➤ Vérification à l'état limite de déformation

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80} L_x, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} L_x\right) \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \end{cases}$$

$$\begin{cases} e = 14 \text{ cm} > \max(0.0375 L_x, 0.04 L_x) = 14.4 \text{ cm (Condition non vérifiée)} \\ A_t^x = 14.07 \text{ cm}^2 > \frac{2 \times 100 \times 12.6}{400} = 6.3 \text{ cm}^2 \text{ (Condition non vérifiée)} \end{cases}$$

On doit vérifier la flèche



## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

- **Résumé de vérification de la flèche pour le panneau D7 :**

Tableau III 33 Vérification de la flèche pour le panneau D7

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	f <sub>gv</sub> (mm)	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
5.48	16184.61	28618.18	4.96	12.85	16.08	24.96	23.23	7.2

$\Delta f = 23.23 \text{ mm} > f_{adm} = 7.2 \text{ mm}$  (La condition n'est pas vérifiée)

- On doit augmenter la section d'acier en travée. on prend : **8HA16 = 16.08cm<sup>2</sup>**

➤ **Schéma de ferrailage**

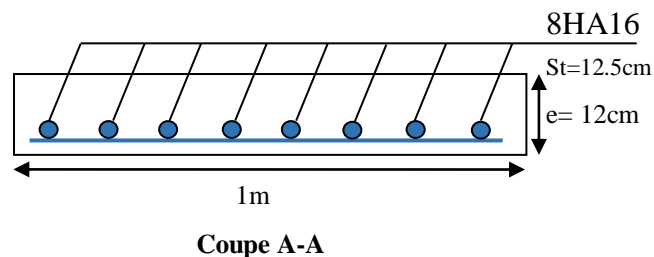
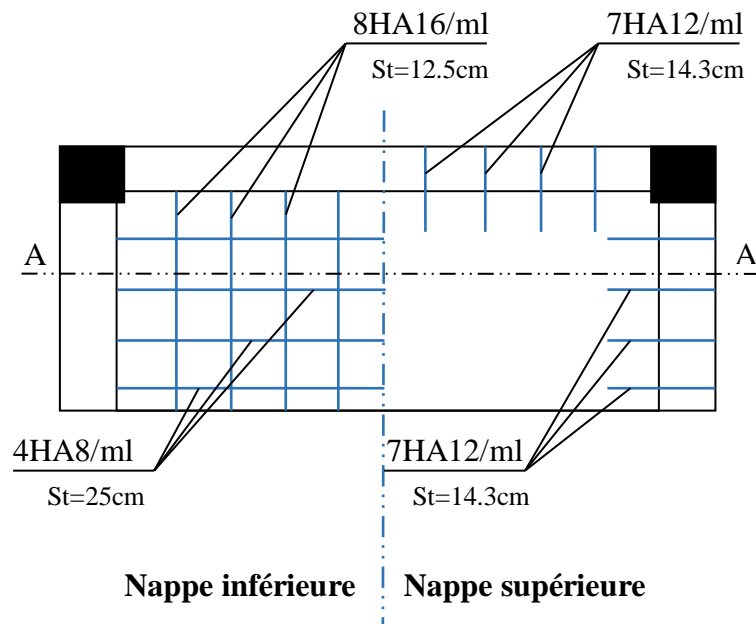


Figure III 12 Schéma de ferrailage de panneau de dalle D7

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### III.2.2.1.8. Panneau D8

C'est une dalle sur quatre appuis d'épaisseur  $e = 14\text{cm}$ .

$$\begin{cases} L_x = 3.10 \text{ m} \\ L_y = 4.70 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \rho = \frac{310}{470} = 0.66 > 0.4$$

→ la dalle travaille dans les deux sens

➤ Calcul des moments

$$\begin{cases} M_0^X = \mu_x \times P_U \times L_x^2 \\ M_0^Y = \mu_y \times M_0^X \end{cases}$$

Pour un ml on à:  $\begin{cases} q_u = 10.03 \text{ KN/m} \\ q_s = 07.26 \text{ KN/m} \end{cases}$

D'après le tableau de l'annexe (2) on a :

$$\text{ELU: } \begin{cases} \vartheta = 0 \\ \rho = 0.66 \\ \mu_x = 0.0737 \\ \mu_y = 0.3753 \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} \vartheta = 0.2 \\ \rho = 0.66 \\ \mu_x = 0.0792 \\ \mu_y = 0.5351 \end{cases}$$

Donc :

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_0^X = 0.0737 \times 10.03 \times 3.10^2 \\ M_0^Y = 0.3753 \times 7.10 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_0^X = 7.10 \text{ KN.m} \\ M_0^Y = 2.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_0^X = 0.0792 \times 07.26 \times 3.10^2 \\ M_0^Y = 0.5351 \times 5.53 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_0^X = 5.53 \text{ KN.m} \\ M_0^Y = 2.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul des moments corrigés :

✓ En travée

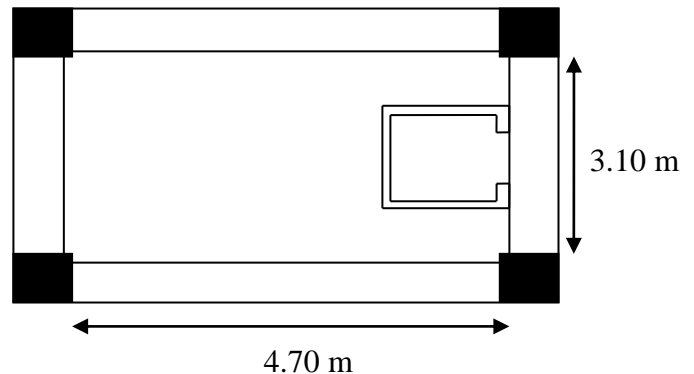
$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t^X = 0.75 \times (7.1) \\ M_t^Y = 0.75 \times (2.66) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^X = 5.33 \text{ KN.m} \\ M_t^Y = 2.00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_t^X = 0.75 \times (5.53) \\ M_t^Y = 0.75 \times (2.96) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^X = 4.15 \text{ KN.m} \\ M_t^Y = 2.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ En appuis

$$\text{ELU: } M_a^X = M_a^Y = -0.3 \times (7.10) \rightarrow M_a^X = M_a^Y = -2.13 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_a^X = M_a^Y = -0.3 \times (5.53) \rightarrow M_a^X = M_a^Y = -1.66 \text{ KN.m}$$



## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Ferrailage

Le ferrailage se fera à la flexion simple pour une bande de largeur 1m et d'épaisseur  $e = 14\text{cm}$ , les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous : avec: ( $d = 0.9 \times e$ )

Tableau III 34 Ferrailage de panneau D1 en travée et en appuis

En travée					
Sens	$M_t(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{\text{calculée}} (\text{cm}^2/\text{ml})$
x-x	5.33	0.024	0.030	0.124	1.23
y-y	2	0.009	0.011	0.125	0.46
En appuis					
Sens	$M_a(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{\text{calculée}} (\text{cm}^2/\text{ml})$
x-x/ y-y	-2.13	0.009	0.011	0.125	0.49

### ➤ Condition de non fragilité

#### ✓ En travée

Sens x-x :

$$A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{8 \times 10^{-4}}{2} \times (3 - 0.66) \times 100 \times 14 = 1.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.31 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{calc}} \rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

Sens y-y

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{calc}} \rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

#### ✓ En appuis

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe} = 0,23 \times 100 \times 12.6 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.52 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{calc}} \rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

On opte pour une section de ferrailage:

$$\checkmark \text{ En travée : } \begin{cases} \text{Sens x - x : 3HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{Sens y - y : 3HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ En appuis : Sens x-x/y-y : 3HA10} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Espacement des barres

$$\begin{cases} \text{Sens } x - x : \text{ on opte pour } St = 33 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ \text{Sens } y - y : \text{ on opte pour } St = 33 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) \end{cases}$$

### ➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07fc28}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} V_u^X = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{10.03 \times 3.1}{2} \times \frac{4.7^4}{3.1^4 + 4.7^4} \\ V_u^Y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{10.03 \times 4.7}{2} \times \frac{3.1^4}{3.1^4 + 4.7^4} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_u^X = 13.07 \text{ KN} \\ V_u^Y = 03.75 \text{ KN} \end{cases}$$

Sens x-x:

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{13.07}{1 \times 0.126} \times 10^{-3} = 0.10 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

Sens y-y:

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{03.75}{1 \times 0.126} \times 10^{-3} = 0.03 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

Donc: les armatures transversal ne sont pas nécessaire.

### ➤ Vérification des contraintes

Après tout les calculs faits, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous:

✓ En travée

Tableau III 35 Vérification des contraintes en travée

Sens	$M_t$ (KN.m)	$A$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
x-x	4.15	1.51	2.17	2804.59	3.21	15	Vérifiée
y-y	2.22	1.51	2.17	2804.59	1.72	15	vérifiée

✓ En appuis

Tableau III 36 Vérification des contraintes en appuis

Sens	$M_a$ (KN.m)	$A$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
x-x/y-y	-1.66	2.36	2.43	2958.31	1.36	15	Vérifiée

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Vérification à l'état limite de déformation

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80} L_x, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} L_x\right) \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 14 \text{ cm} > \max(0.0375 L_x, 0.0376 L_x) = 11.65 \text{ cm (Condition vérifiée)} \\ A_t^x = 1.51 \text{ cm}^2 < \frac{2 \times 100 \times 12.6}{400} = 6.3 \text{ cm}^2 \text{(Condition vérifiée)} \end{array} \right.$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

### ➤ Schéma de ferrailage

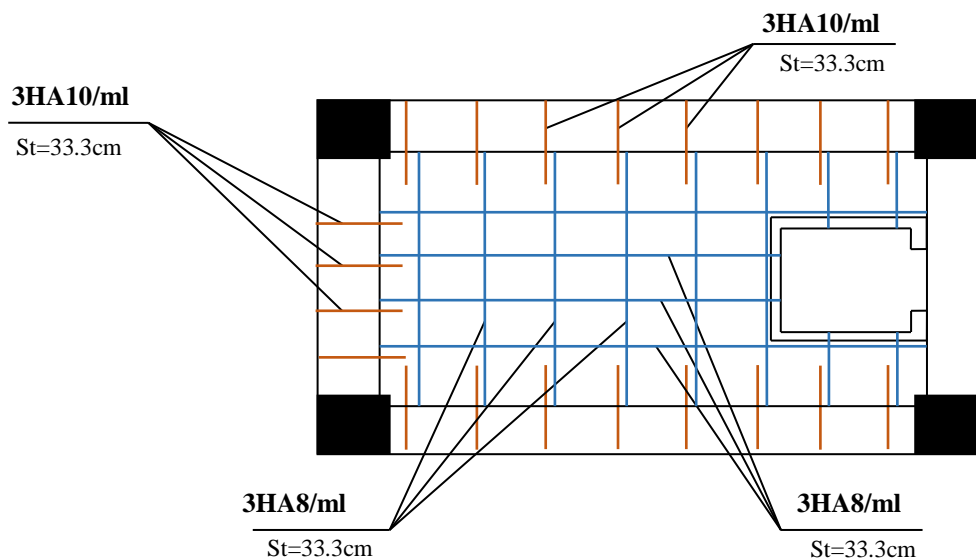


Figure III 13 Schéma de ferrailage de panneau de dalle D8

## III.3. Etude de l'acrotère

### III.3.1. Hypothèses de calcul

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml
- ✓ La fissuration est considéré préjudiciable
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### III.3.2. Evaluation des charges

D'après l'évaluation des charge du (chapitre 2.8) on a :

$$\begin{cases} G = 1.928 \text{ KN} \\ Q = 1 \text{ KN} \\ F_p = 1.234 \text{ KN} \end{cases}$$

### III.3.3. Calcul des sollicitations

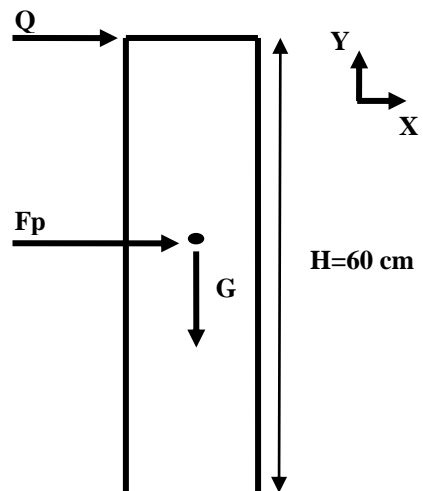


Figure III 14 Les sollicitations sur L'acrotère

#### ✓ Différentes combinaisons à utiliser

Tableau III 37 Différentes combinaisons à utiliser

Sollicitation	ELU fondamental	ELU accidentelle	ELS
		$1,35 \times G + 1,5 \times Q$	$G + Q + F_p$
<b>N (KN)</b>	$1.35 G$	$G$	$G$
<b>M (KN)</b>	$1.5 Q \times H$	$Q \times H + F_p \times Y_G$	$Q \times H$
<b>V (KN)</b>	$1.5 Q$	$Q + F_p$	$Q$

#### • ELU fondamental :

$$\begin{cases} N = 1.35 \times 1.928 \\ M = 1.5 \times 1 \times 0.6 \\ V = 1.5 \times 1 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N = 2.603 \text{ KN} \\ M = 0.9 \text{ KN.m} \\ V = 1.5 \text{ KN} \end{cases}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

- **ELU accidentelle :**

$$\begin{cases} N = 1.928 \\ M = 1 \times 0.6 + 1.234 \times \frac{0.6}{2} \\ V = 1 + 1.234 \end{cases} \text{ Avec: } \left( Y_G = \frac{H}{2} \right) \rightarrow \begin{cases} N = \mathbf{1.928 \text{ KN}} \\ M = \mathbf{0.970 \text{ KN.m}} \\ V = \mathbf{2.234 \text{ KN}} \end{cases}$$

- **ELS:**

$$\begin{cases} N = 1.928 \\ M = 1 \times 0.6 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N = \mathbf{1.928 \text{ KN}} \\ M = \mathbf{0.6 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

### III.3.4. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion composée

✓ **Calcul des excentricités**

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et  $N_u$  est un effort de compression dont la section est partiellement comprimée

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec  $M_{ua} = N_u \times e$ , les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement)

On remplace l'excentricité réelle ( $e = M_u/N_u$ ) par une excentricité totale de calcul dont l'expression est :  $e = e_0 + e_a + e_2$

**Avec :**

$e_0$  : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

$e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$\begin{cases} e_0^1 = e_0^{\text{ELU fondamental}} = \frac{M}{N} = \frac{0.9}{2.603} \\ e_0^2 = e_0^{\text{ELU accidentelle}} = \frac{M}{N} = \frac{0.970}{1.928} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} e_0^1 = \mathbf{0.346 \text{ m}} \\ e_0^2 = \mathbf{0.503 \text{ m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{H}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}, 2.4 \text{ cm}) \times 10^{-2} \\ e_2 = \frac{3l_f^2 \times (2 + \overset{(\rightarrow 0)}{\varnothing} \tilde{\alpha})}{h_0 \times 10^4} = \frac{6 \times (2 \times 60)^2}{10 \times 10^4} \times 10^{-2} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} e_a = \mathbf{0.024 \text{ m}} \\ e_2 = \mathbf{0.008 \text{ m}} \end{cases}$$

On aura :

$$\begin{cases} e^1 = e_0^1 + e_a + e_2 \\ e^2 = e_0^2 + e_a + e_2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} e^1 = \mathbf{0.378 \text{ m}} \\ e^2 = \mathbf{0.535 \text{ m}} \end{cases}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### III.3.4.1. Calcul du Ferrailage à L'ELU fondamental

$$M_{uA} = N \times e = 2.603 \times 0.378$$

$$M_{uA} = 0.984 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.984 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.011$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}) = 0.014$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.014) = 0.08 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{0.984 \times 10^{-3}}{0.08 \times 348} = 0.353 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

A la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.353 \times 10^{-4} - \frac{2.603 \times 10^{-3}}{348} = 0.278 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A = 0.278 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 > A = 0.278 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On feraille avec } A_{\min}$$

### III.3.4.2. Calcul du Ferrailage à L'ELU accidentelle

$$M_{uA} = N \times e = 1.928 \times 0.535$$

$$M_{uA} = 1.03 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.011 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.014 \\ z = 0.08 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.03 \times 10^{-3}}{0.08 \times 348} = 0.37 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

A la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.37 \times 10^{-4} - \frac{1.928 \times 10^{-3}}{348} = 0.31 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A = 0.31 \text{ cm}^2$$



## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

---

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 > A = 0.31 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On feraille avec } A_{\min}$$

$$\text{On adopte : } A = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_r = 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• L'espacement :

✓ Armature principale

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}$$

✓ Armature de répartition

$$S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}$$

### III.3.4.1. Vérification à L'ELS

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

- ✓ Contrainte limite du béton
- ✓ Contrainte limite de l'acier

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

➤ Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0.6}{1.928} = 0.31 \text{ m}$$

$$e_G = 0.31 > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m} \rightarrow \text{On a une Section parcellement comprimé}$$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = 0.31 - 0.05 \rightarrow C = 0.26 \text{ m}$$

$$\text{On a : } y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} p = -3 \times c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \\ q = -2 \times c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \end{cases}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

---

$$\begin{cases} P = -3 \times 0.26^2 + (0.08 - 0.26) \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.206 \text{ m}^2 \\ q = -2 \times 0.26^3 + (0.08 - 0.26)^2 \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.035 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\text{On aura : } y_c^3 - 0.206 y_c - 0.035 = 0$$

Après résolution :

$$\begin{cases} y_c^1 = -0.297 \\ y_c^2 = -0.226 \\ y_c^3 = 0.522 \end{cases} \quad \text{mais si } C > 0 \text{ on aura: } -c = -0.26 \leq y_c \leq h - c = -0.16$$

$$\text{Alors: } y_c = -0.226 \text{ m}$$

$$y = y_c + c = -0.226 + 0.26 = 0.034 \text{ m}$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = \frac{1}{2} \times 0.034^2 - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.034) = 4.39 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t} y = \frac{1.928 \times 10^{-3}}{4.39 \times 10^{-4}} \times 0.034 = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{Ser}}{\mu_t} (d - y) = \frac{15 \times 1.928 \times 10^{-3}}{4.39 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.034) = 3.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q = 2.234 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{2.234}{1 \times 0.08} \times 10^{-3} = 0.03 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{1.5} = 3.33 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = 0.03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

- Schéma de ferrailage

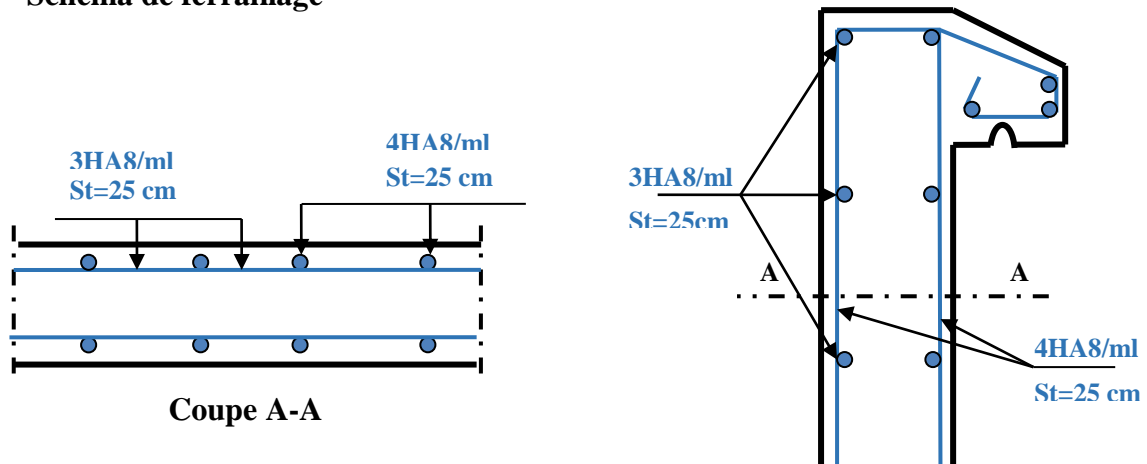


Figure III 15 Schéma de ferrailage de L'acrotère

### III.4. Étude de escalier

Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée « L » uniformément chargée.

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

#### III.4.1. Evaluation et combinaison des charge de l'escalier

D'après le pré dimensionnement, l'épaisseur de la paillasse  $e = 20$  cm, le calcul se fait pour une bande de 1m.

##### ➤ Evaluation des charges

- Volée :

$$\begin{cases} G_{\text{volée}} = 9.53 \text{ KN/ml} \\ Q_{\text{volée}} = 2.50 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- Palier :

$$\begin{cases} G_{\text{palier}} = 6.56 \text{ KN/ml} \\ Q_{\text{palier}} = 2.50 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

##### ➤ Combinaison des charges :

$$L'ELU : \begin{cases} q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 16.62 \text{ KN/ml} \\ q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 12.61 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$L'ELS : \begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 12.03 \text{ KN/ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 09.06 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### III.4.2. Calcul des sollicitations :

➤ ELU :

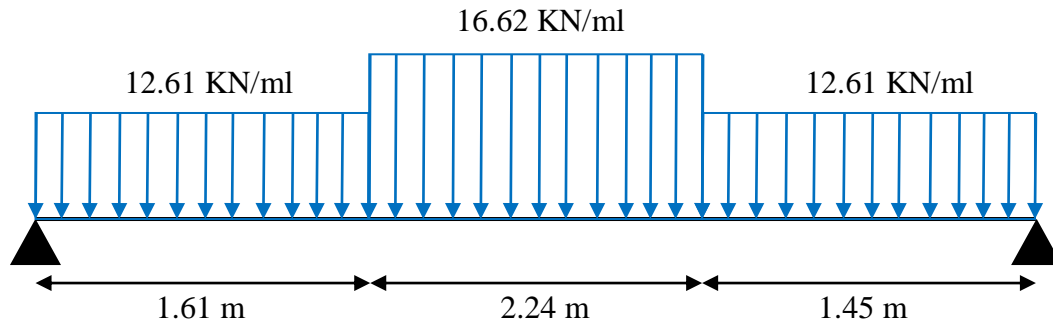


Figure III 16 Schéma statique de l'escalier courant à l'ELU

• Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B - 12.61 \times (1.61 + 1.45) - 16.62 \times (2.24) = 0$$

$$R_A + R_B = 75.82 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 12.61 \times \frac{(1.61)^2}{2} + 16.62 \times 2.24 \times \left(\frac{2.24}{2} + 1.61\right) +$$

$$+ 12.61 \times 1.45 \times \left(\frac{1.45}{2} + 2.24 + 1.61\right) - R_B \times 5.3 = 0$$

$$\begin{cases} R_A = 37.78 \text{ KN} \\ R_B = 38.04 \text{ KN} \end{cases}$$

• Les efforts internes :

• Tronçon 1 :

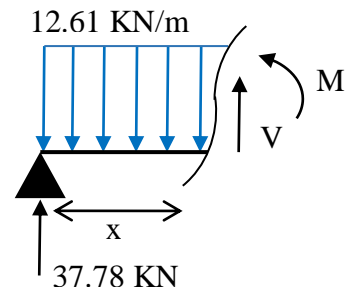
$$0 \leq x \leq 1.61 \text{ m}$$

$$\rightarrow V(x) = 12.61 x - 37.78$$

$$\begin{cases} V(0) = -37.78 \text{ KN} \\ V(1.61) = -17.48 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow M(x) = -6.31 x^2 + 37.78 x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.61) = 44.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$



## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

- **Tronçon 2 :**

$$1.61 \leq x \leq 2.24 \text{ m}$$

$$V(x) = 12.61 \times 1.61 + 16.62(x - 1.61) - 37.78$$

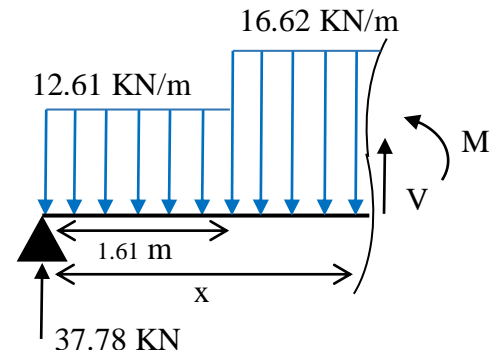
$$\rightarrow V(x) = 16.62x - 44.24$$

$$\begin{cases} V(1.61) = -17.48 \text{ KN} \\ V(2.24) = -7.01 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) + 12.61 \times 1.61 \times \left( \frac{1.61}{2} + x - 1.61 \right) + \frac{16.62}{2} \times (x - 1.61)^2 - 37.78 = 0$$

$$\rightarrow M(x) = -8.31x^2 + 44.24x - 5.2$$

$$\begin{cases} M(1.61) = 44.48 \text{ KN.m} \\ M(2.24) = 52.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$



- **Tronçon 3 :**

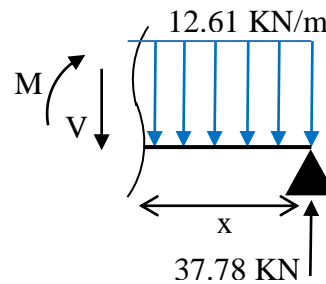
$$0 \leq x \leq 1.45 \text{ m}$$

$$\rightarrow V(x) = -12.61x + 38.04$$

$$\begin{cases} V(0) = 38.04 \text{ KN} \\ V(1.61) = 19.76 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow M(x) = -6.31x^2 + 38.04x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.61) = 41.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$



- **Diagrammes des moments et des efforts tranchant à L'ELU :**

- **Efforts tranchants :**

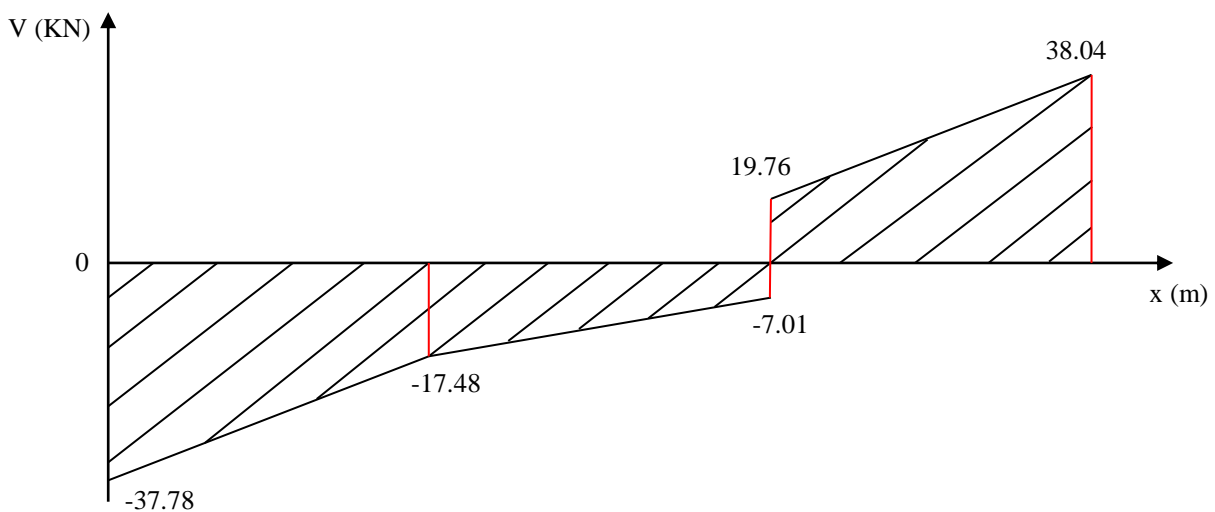
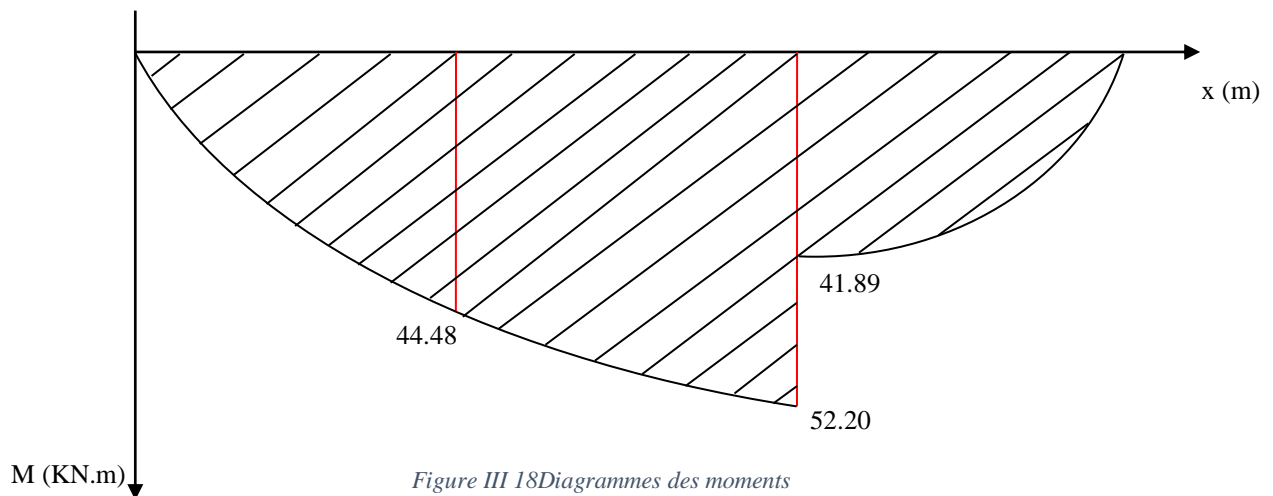


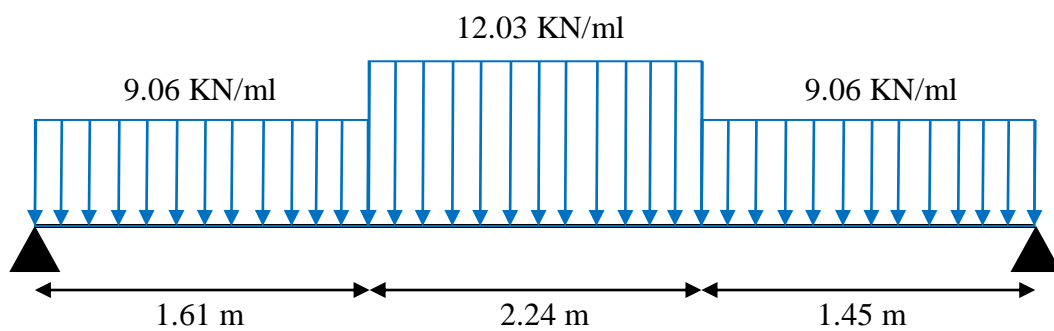
Figure III 17 Diagrammes des efforts tranchant

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

- Moments fléchissant :



- ELS :



- Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B - 9.06 \times (1.61 + 1.45) - 12.03 \times (2.24) = 0$$

$$R_A + R_B = 54.67 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 9.06 \times \frac{(1.61)^2}{2} + 12.03 \times 2.24 \times \left(\frac{2.24}{2} + 1.61\right) +$$

$$+ 9.06 \times 1.45 \times \left(\frac{1.45}{2} + 2.24 + 1.61\right) - R_B \times 5.3 = 0$$

$$\begin{cases} R_A = 27.23 \text{ KN} \\ R_B = 27.44 \text{ KN} \end{cases}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

- Les efforts internes :

- Tronçon 1 :

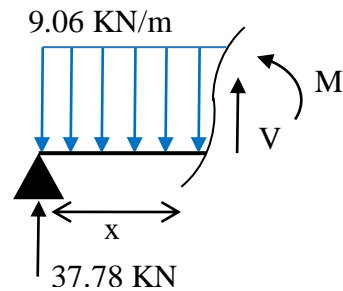
$$0 \leq x \leq 1.61 \text{ m}$$

$$\rightarrow V(x) = 9.06 x - 27.23$$

$$\begin{cases} V(0) = -27.23 \text{ KN} \\ V(1.61) = -12.64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow M(x) = -4.53 x^2 + 27.23 x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.61) = 32.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$



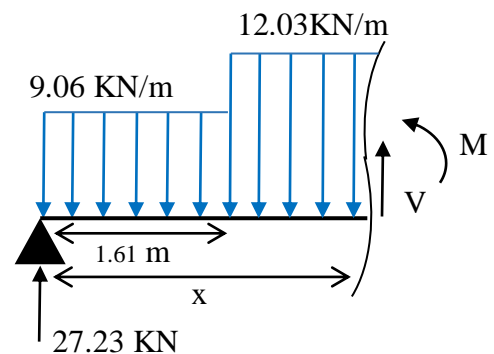
- Tronçon 2 :

$$1.61 \leq x \leq 2.24 \text{ m}$$

$$V(x) = 9.06 \times 1.61 + 12.03(x - 1.61) - 27.23$$

$$\rightarrow V(x) = 12.03 x - 32.01$$

$$\begin{cases} V(1.61) = -12.64 \text{ KN} \\ V(2.24) = -5.06 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M(x) + 9.06 \times 1.61 \times \left( \frac{1.61}{2} + x - 1.61 \right) + \frac{12.03}{2} \times (x - 1.61)^2 - 27.23 = 0$$

$$\rightarrow M(x) = -6.02 x^2 + 32.01 x - 3.85$$

$$\begin{cases} M(1.61) = 32.08 \text{ KN.m} \\ M(2.24) = 37.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Tronçon 3 :

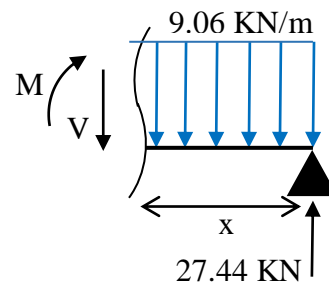
$$0 \leq x \leq 1.45 \text{ m}$$

$$\rightarrow V(x) = -9.06 x + 27.44$$

$$\begin{cases} V(0) = 27.44 \text{ KN} \\ V(1.61) = 14.30 \text{ KN} \end{cases}$$

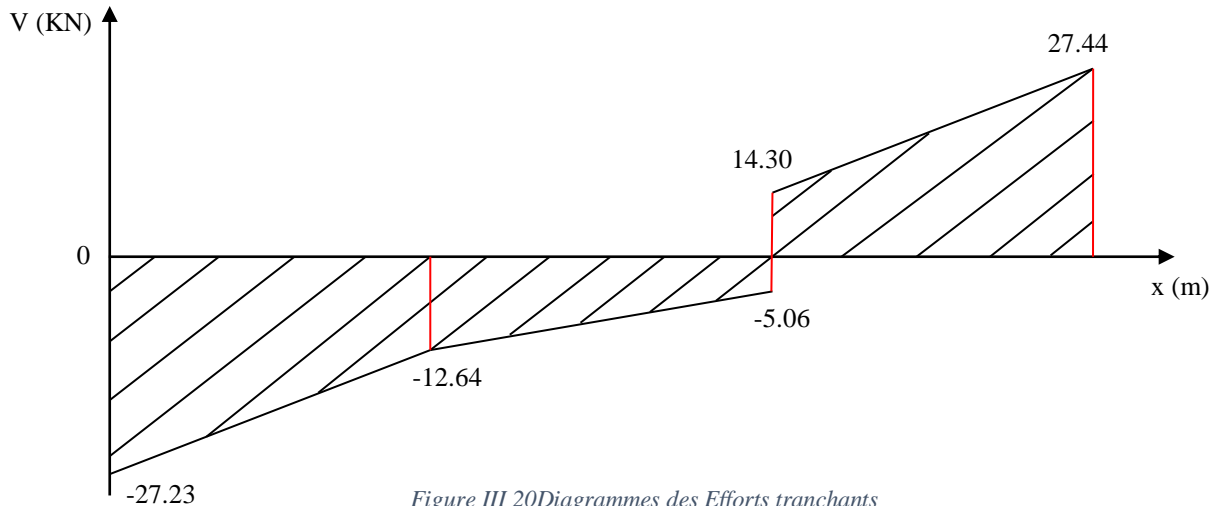
$$\rightarrow M(x) = -4.53 x^2 + 27.44 x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.61) = 30.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

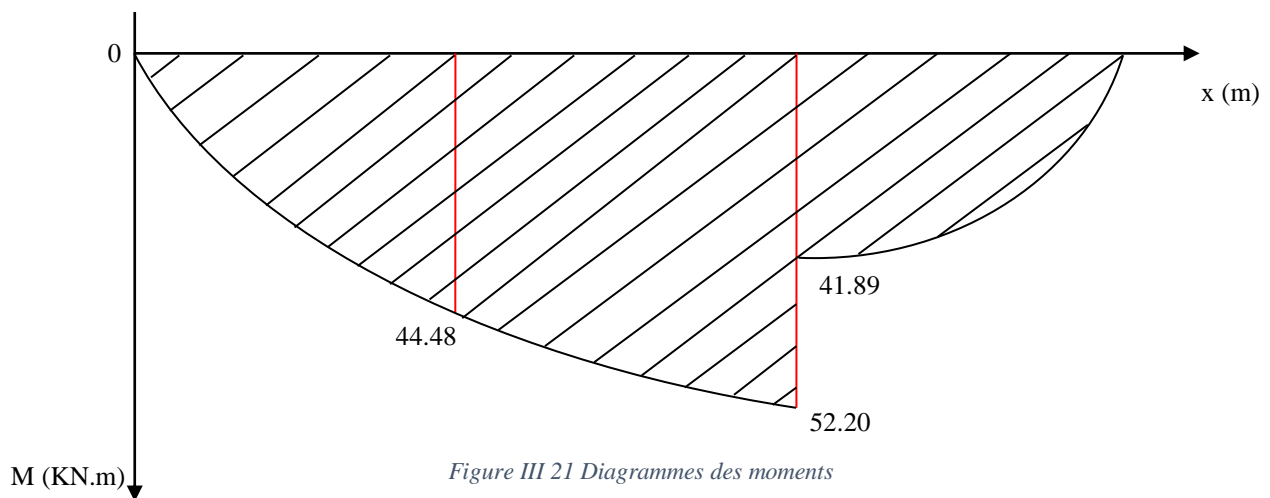


## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

- Diagrammes des moments et des efforts tranchant à L'ELS :
  - Efforts tranchants :



- Moments fléchissant :



### III.4.3. Ferrailage

L'escalier est une dalle semi-encastree sur ses appuis, on doit corriger  $M_0^{\max}$  obtenue par les diagrammes des moments.

On pose :  $M_a = -0.5 M_0^{\max}$

On a :  $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 M_0^{\max} \rightarrow M_t \geq \left(1.25 - \frac{2 \times 0.5}{2}\right) M_0^{\max}$

On aura :  $\begin{cases} M_a = -0.5 M_0^{\max} \\ M_t = 0.75 M_0^{\max} \end{cases}$



## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

---

D'après les diagrammes précédent :

$$\text{ELU} : \begin{cases} M_0^{\max} = 52.2 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = R_B = 38.04 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS} : M_0^{\max} = 37.64 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments corrigés :**

$$\text{ELU} : \begin{cases} M_t = 0.75 \times 52.2 \\ M_a = -0.5 \times 52.2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t = 39.15 \text{ KN.m} \\ M_a = -26.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \begin{cases} M_t = 0.75 \times 37.64 \\ M_a = -0.5 \times 37.64 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t = 28.23 \text{ KN.m} \\ M_a = -18.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul de la section d'acier :**

La fissuration est peu nuisible et  $d = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

• **En travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{39.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.085$$

$$\mu_{bu} = 0.085 < \mu_{lu} = 0.186 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 0.111$$

$$z = 0.172 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{39.15 \times 10^{-3}}{0.172 \times 348} = 6.54 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 6.54 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

On adopte :  $A_t = 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

✓ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

---

- En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26.1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.057$$

$$\mu_{bu} = 0.057 < \mu_{lu} = 0.186 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 0.073$$

$$z = 0.127 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{26.1 \times 10^{-3}}{0.127 \times 348} = 5.91 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_a = 5.91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

On adopte :  $A_a = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\text{Avec : } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

✓ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\text{Avec : } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérifications à l'ELU**

• **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{38.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \text{ (pas de risque de rupture par cisaillement)}$$

• **Vérification de l'espacement des armatures :**

**En travée :**

Les armatures principales :  $St = 20 \text{ cm} < \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

Les armatures secondaires :  $St = 25 \text{ cm} < \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .

**En appuis :**

Les armatures principales :  $St = 25 \text{ cm} < \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

Les armatures secondaires :  $St = 25 \text{ cm} < \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Vérifications à l'ELS

#### • Vérifications des contraintes de béton

En travée :

Tableau III 38 Vérification de contrainte de béton

Sens	M (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
En travée	28.23	7.70	5.40	23585.58	6.46	15	Vérifiée
En appuis	-18.82	6.16	2.47	19778.23	4.68	15	vérifiée

#### • Vérifications de l'état limite de déformation

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80} L, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} L\right) \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{cases}$$

$$\begin{cases} e = 20 \text{ cm} > \max(0.0375 L_x, 0.0375 L_x) = 0.0375 \times 5.3 = 19.87 \text{ cm (Condition vérifiée)} \\ A_t^x = 7.70 \text{ cm}^2 < \frac{2 \times 100 \times 18}{400} = 9 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)} \end{cases}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### III.4.4. Schéma de ferrailage de l'escalier

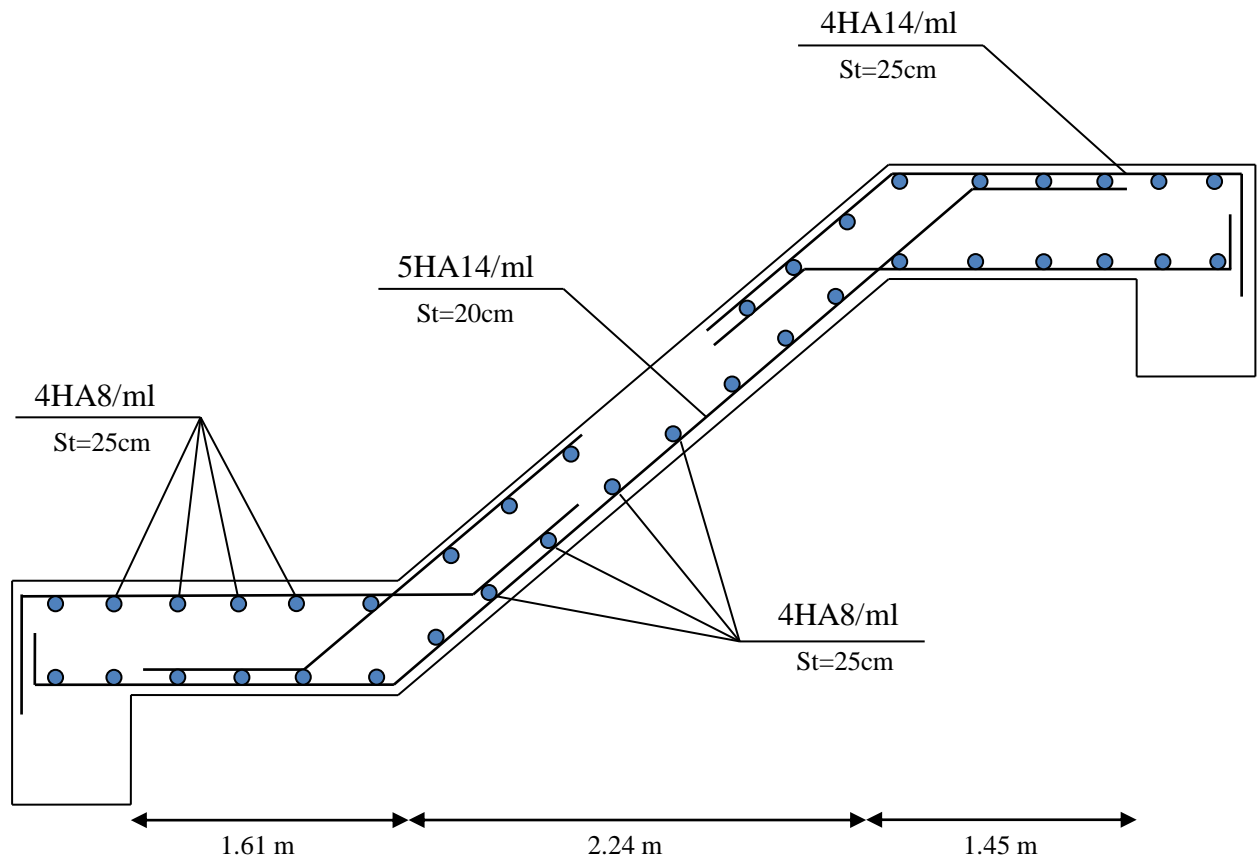


Figure III 22 Schéma de ferrailage de l'escalier

### III.4.5. Etude de la poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier d'une longueur de 3.4 m, la poutre palière se calcule à l'ELU, la fissuration et considéré peu nuisible.

#### III.4.5.1. Pré dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{340 - 30}{15} \leq h \leq \frac{340 - 30}{10} \rightarrow 20.66 \text{ cm} \leq h \leq 31 \text{ cm}$$

Alors,  $\begin{cases} h = 30 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

#### III.4.5.2. Vérification des conditions du RPA 99 version 2003

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \end{cases}$$

→ On adopte une section de  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### III.4.5.3. Calcul de la poutre palière

Les charges revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$
- Charge revenant à l'escalier est la réaction d'appui aux point B :  $\begin{cases} \text{ELU: } 38.04 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS: } 27.44 \text{ KN/ml} \end{cases}$
- $G_m$  (Poids du mur extérieur) :  $G_m = 2.85 \times \left(\frac{2.97}{2} - 0.3\right) = 3.38 \text{ KN/ml}$

Alors :  $\begin{cases} q_u = (1.35 \times 2.25) + 3.38 + 38.04 = \mathbf{44.46 \text{ KN/ml}} \\ q_s = 2.25 + 3.38 + 27.44 = \mathbf{33.07 \text{ KN/ml}} \end{cases}$

➤ **Calcul des sollicitations :**

La poutre palière est bi-encastée dans les poteaux :

En travée :  $\begin{cases} M_t^U = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{44.46 \times 3.1^2}{24} \\ M_t^S = \frac{q_s \times l^2}{24} = \frac{33.07 \times 3.1^2}{24} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M^U = \mathbf{17.80 \text{ KN.m}} \\ M^S = \mathbf{13.24 \text{ KN.m}} \end{cases}$

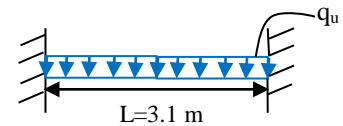


Schéma statique de la poutre palière

En appuis :  $\begin{cases} M_a^U = -\frac{q_u \times l^2}{12} = -\frac{44.46 \times 3.1^2}{12} \\ M_a^S = -\frac{q_s \times l^2}{12} = -\frac{33.07 \times 3.1^2}{12} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M^U = \mathbf{-35.61 \text{ KN.m}} \\ M^S = \mathbf{-26.48 \text{ KN.m}} \end{cases}$

➤ **Effort tranchant :**

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{44.46 \times 3.1}{2} \rightarrow V_u = \mathbf{68.91 \text{ KN}}$$

### III.4.5.4. Ferrailage à la flexion simple

Tableau III 39 Ferrailage de la poutre palière

Types	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	17.80	0.057	0.073	0.262	1.95	0.98
En appui	-35.61	0.115	0.153	0.253	4.04	0.98

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau^{FS} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau^{FS} = \frac{68.91 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = \mathbf{0.85 \text{ MPa}} < \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### III.4.5.5. Calcul de la poutre palière à la torsion

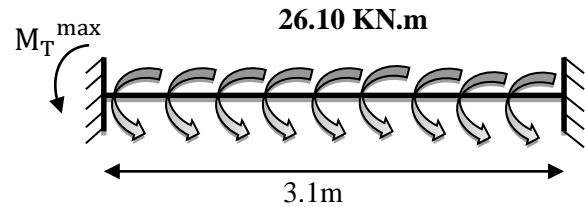
La poutre palière est soumise à la torsion provoquée par la flexion de l'escalier.

Le moment de torsion  $M_{tor}$  est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, c'est le moment en appui à l'ELU.

$$\text{tel que : } M_t = M_a^{Escalier} \text{ KN. m/ml}$$

$$\text{Donc : } M_{tor} = M_T^{\max} = M_a^{Escalier} \times \frac{L}{2}$$

$$M_{tor} = 26.10 \times \frac{3.1}{2} \rightarrow M_{tor} = 40.46 \text{ KN. m/ml}$$



Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section équivalente

$U$  : périmètre de la section.

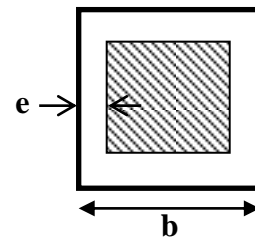
$\Omega$  : air du contour tracé à mi-hauteur.

$e$  : épaisseur de la paroi

$$e = \frac{b}{6} \rightarrow e = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = (0.3 - 0.05)^2 \rightarrow \Omega = 0.063 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 2 \times [2 \times (0.3 - 0.05)] \rightarrow U = 1. \text{ m}$$



#### ➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} < \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{40.46 \times 10^{-3}}{2 \times 0.063 \times 0.05} = 6.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{6.42^2 + 0.85^2} = 6.48 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 6.48 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

→ On doit augmenter la section de poutre palière

**Remarque :** Redimensionnement de la poutre palière (**b=40cm, h=40cm**)

**Calcul des sollicitations :**

✓ **Flexion :**

Tableau III 40 Calcul des sollicitations à l'ELU et à l'ELS

	$R_B$ (KN)	$G_p$ (KN/m)	$G_m$ (KN/m)	$q$ (KN/m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$V$ (KN)
<b>ELU</b>	38.04	4	3.38	46.82	18.75	-37.50	72.57
<b>ELS</b>	27.44	4	3.38	34.82	13.94	-27.89	-

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Ferrailage en flexion

Tableau III 41 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

Types	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	18.75	0.025	0.032	0.355	1.52	1.74
En appui	-37.50	0.051	0.065	0.351	3.07	1.74

### ➤ Ferrailage en torsion

Tableau III 42 Ferrailage de la poutre palière à la torsion

M <sub>tor</sub> (KN. m)	e (cm)	$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	U (m)
40.46	6.66	0.1111	1.3336

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{40.46 \times 10^{-3} \times 1.3336 \times 1.15}{2 \times 0.1111 \times 400} = 6.98 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{tor} = 6.98 \text{ cm}^2$$

### ➤ Calcul de la section des armatures longitudinales :

**En travée :**  $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 1.74 + \frac{6.98}{2} \rightarrow A^t = 5.23 \text{ cm}^2$   
 On ferraille avec :  $A^t = 3\text{HA}12+3\text{HA}10 = 5.75 \text{ cm}^2$

**En appui :**  $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 3.07 + \frac{6.98}{2} \rightarrow A^a = 6.56 \text{ cm}^2$   
 On ferraille avec :  $A^a = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

### ➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{40.46 \times 10^{-3}}{2 \times 0.1111 \times 0.0666} = 2.73 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{2.73^2 + 0.85^2} = 2.86 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

### ➤ Calcul des armatures transversales :

$$\text{On a : } \frac{A_t}{S_t} = \frac{A_l}{U} = \frac{M_T^{\max}}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{M_T^{\max}}{2 \times \Omega \times f_{st}} \times S_t = \frac{40.46 \times 10^{-3}}{2 \times 0.1111 \times 348} \times 15 \times 10^{-2} = 0.78 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_t = 0.78 \text{ cm}^2$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

On ferraille avec :  $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

### III.4.5.6. Vérifications à ELS :

✓ Etat limite de compression de béton :

Tableau III 43 Vérification de la compression dans la poutre palière

Sens	$M_s$ (KN.m)	A ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	Y (cm)	I ( $\text{cm}^4$ )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
En travée	13.94	5.75	10.49	71519	2.04	15	Vérifiée
En appuis	-27.89	6.79	11.23	81373.67	3.85	15	vérifiée

✓ Etat limite de déformation :

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max\left(\frac{1}{16} L, \frac{M_t}{20 \times M_0} L\right) \\ A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} > \max(0.0625 L, 0.05 L) = 19.38 \text{ cm (Condition vérifiée)} \\ A_t = 5.75 \text{ cm}^2 < \frac{4.2 \times 40 \times 36}{400} = 15.12 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)} \end{array} \right.$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

### III.4.5.7. Schéma de ferrailage

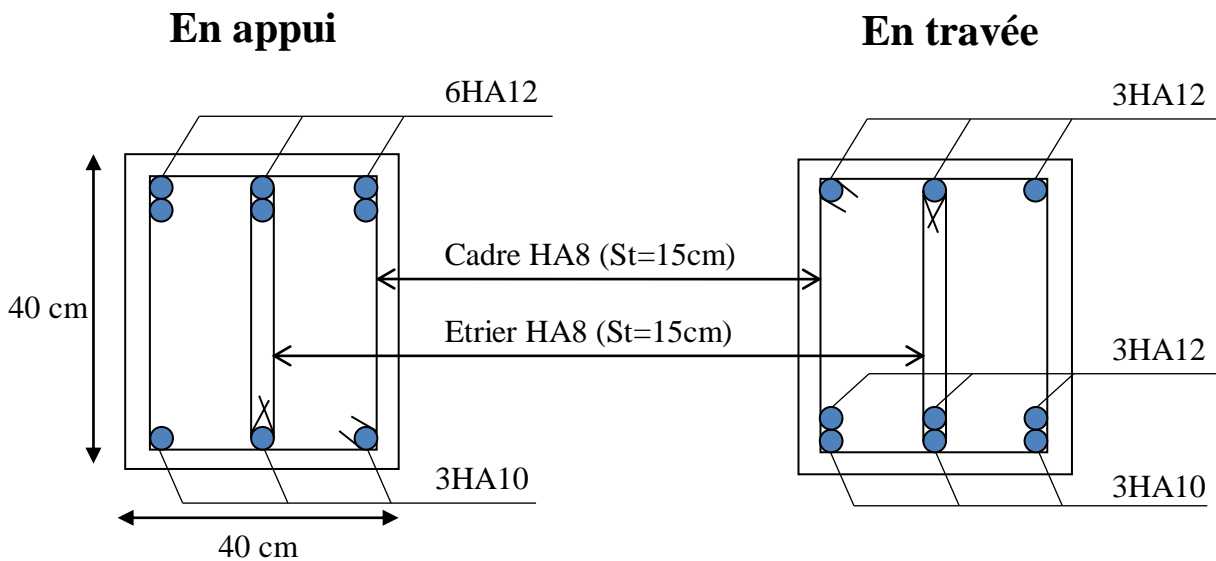


Figure III 23 Schéma de ferrailage de la poutre palière



## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### III.5. Etude la poutre de chaînage

#### III.5.1. Dimensionnement (RPA 99/2003 article 9.3.3)

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont

$$- \text{ On a : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Avec: } L_{\max} = 5.30 - 30 = 5\text{ m}$$

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \rightarrow 33.33 \leq h \leq 50 \text{ cm}$$

$$- \text{ On prend : } b \geq \frac{2}{3} e^{\text{mur}}$$

$$\text{On opte pour : } (b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

#### III.5.2. Sollicitations

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

- Les sollicitations les plus défavorables sont données comme suite :

$$G_p = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.63 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{mur}} = 2.85 \times (2.97 - 0.14) = 8.07 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des moments :**

$$q_u = 1.35(G_p + G_{\text{mur}}) = 1.35(2.63 + 8.07) = 14.45 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G_p + G_{\text{mur}} = 2.63 + 8.07 = 10.70 \text{ KN/ml}$$

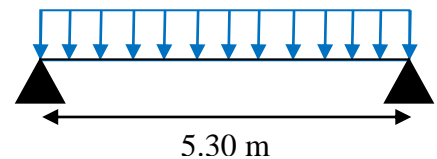
$$\text{ELU: } \begin{cases} M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14.45 \times 5.3^2}{8} \\ V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14.45 \times 5.3}{2} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_u = 50.74 \text{ KN.m} \\ V_u = 38.29 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10.70 \times 5.3^2}{8} \rightarrow M_s = 37.57 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments Corrigés:**

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_t^U = 0.85 M_u \\ M_t^S = 0.85 M_s \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^U = 43.13 \text{ KN.m} \\ M_t^S = 31.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis: } \begin{cases} M_a^U = -0.5 M_u \\ M_a^S = -0.5 M_s \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_a^U = -25.37 \text{ KN.m} \\ M_a^S = -18.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$



# Chapitre III : Etude des éléments secondaire

## III.5.3. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple

Tableau III 44 Ferrailage de la poutre de chaînage

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{choisie}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	43.13	0.0724	0.0940	0.308	2.94	1.15	3HA12 = 3.39
En appuis	- 25.37	0.0428	0.0547	0.312	1.71	1.15	3HA10 = 2.36

### III.5.3.1. Vérifications ELU

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.329 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

- Calcul des armatures transversales

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- Calcul de l'espacement

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 67 \text{ cm}; S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 28.8 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

### III.5.3.2. Vérifications ELS

- Vérification de la contrainte dans le béton

Tableau III 45 Vérification de la contrainte dans le béton

	M (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
En Travée	31.93	3.39	8.78	33017.05	8.49	15	vérifiée
En Appuis	- 18.79	2.36	7.52	24609.02	5.74	15	vérifiée

### III.5.3.3. Schéma de ferrailage

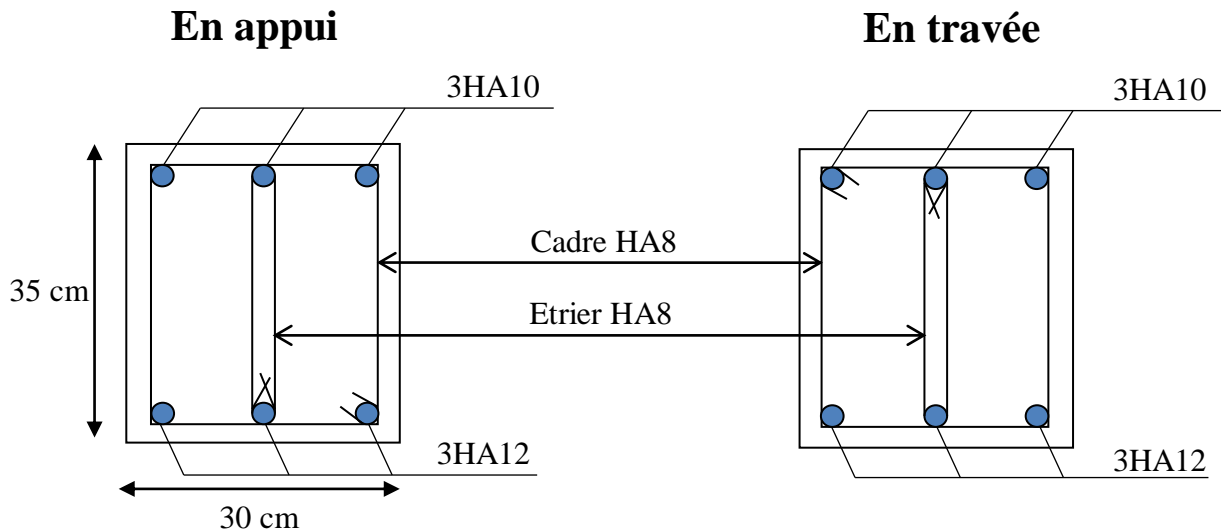


Figure III 24 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### III.6. Etude de l'ascenseur

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

#### III.6.1. Caractéristiques de l'ascenseur:

➤ **Nombre de passagers :**

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :  $n = \frac{\text{charge nominale}}{75}$

$$\Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

$L = 140\text{cm}$  : Longueur de l'ascenseur.

$L_y = 110\text{cm}$  : 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.

$P_{\text{personnes}} = 6.3\text{KN}$  : La charge nominale.

$V = 1.00\text{m/s}$  : La vitesse.

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

$$\text{On a: } \begin{cases} L_x = 140 \text{ cm} \\ L_y = 180 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow S = 1.4 \times 1.8 = 2.52 \text{ m}^2$$

Soit une épaisseur de  $e = 15 \text{ cm}$

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

Poids de la dalle en béton armé:  $G_1 = 25 \times 0.15 \rightarrow G_1 = 3.75 \text{ KN/m}^2$

Poids de revêtement en béton:  $G_2 = 25 \times 0.05 \rightarrow G_2 = 1.25 \text{ KN/m}^2$

$$G' = G_1 + G_2 \rightarrow G' = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{2.52} \rightarrow G'' = 40.48 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{total}} = G' + G'' = 5 + 40.48 \rightarrow G_{\text{total}} = 45.48 \text{ KN/m}^2 \text{ Avec : } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

#### III.6.2. Cas de charge répartie

➤ **Calcul les sollicitations :**

$$\begin{cases} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 40.48 + 1.5 \times 1 \\ q_s = G + Q = 40.48 + 1 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} q_u = 56.15 \text{ KN} \\ q_s = 41.48 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,78 \rightarrow \rho > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

$$\rho = 0,78 \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases} \\ \text{ELS: } \begin{cases} \mu_x = 0.0650 \\ \mu_y = 0.6841 \end{cases} \end{cases} \text{ Annexe (2)}$$

- Calcul des moments:

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_x^0 = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0584 \times 56.15 \times 1.4^2 \\ M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.5608 \times 6.43 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x^0 = 6.43 \text{ KN.m} \\ M_y^0 = 3.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_x^0 = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0650 \times 41.48 \times 1.4^2 \\ M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.6841 \times 5.28 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x^0 = 5.28 \text{ KN.m} \\ M_y^0 = 3.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments corrigés :

En travée :

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 6.43 \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 3.61 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 5.47 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 3.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 5.28 \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 3.61 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 4.49 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 3.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis :

$$\text{ELU: } M_a = -0.5 \times M_x^0 = -0.5 \times 6.43 \rightarrow M_a = -3.22 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_a = -0.5 \times M_x^0 = -0.5 \times 5.28 \rightarrow M_a = -2.64 \text{ KN.m}$$

- Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de **1m** d'épaisseur **15cm** à la flexion simple  
Avec :  $d = 0.9 \times 20 = 13.5 \text{ cm}$

Tableau III 46 Ferrailage de la dalle d'ascenseur cas charge répartie

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	x-x	5.47	0.021	0.027	0.133	1.18
	y-y	3.07	0.012	0.015	0.134	0.66
En appuis	x-x/y-y	-3.22	0.012	0.015	0.134	0,69

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Vérification à l'ELU:

#### ➤ Condition de non fragilité

✓ En travée

Sens x-x :

$$A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{8 \times 10^{-4}}{2} \times (3 - 0.78) \times 100 \times 15 = 1.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.33 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{calc}} \rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

Sens y-y :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{calc}} \rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

✓ En appuis

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{calc}} \rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

On opte pour une section de ferrailage:

✓ En travée :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x - x : 3HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}, St = 33 \text{ cm} \\ \text{Sens y - y : 3HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}, St = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$

✓ En appuis : Sens x-x/y-y : 3HA10 = 2.36 cm<sup>2</sup>/ml, St = 33 cm

#### ➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u^X = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{56.15 \times 1.4}{2} \times \frac{1.8^4}{1.4^4 + 1.8^4} \\ V_u^Y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{56.15 \times 1.8}{2} \times \frac{1.4^4}{1.4^4 + 1.8^4} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_u^X = 28.77 \text{ KN} \\ V_u^Y = 13.54 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Sens x-x:

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{28.77}{1 \times 0.135} \times 10^{-3} = 0.21 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

Sens y-y:

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{13.54}{1 \times 0.135} \times 10^{-3} = 0.10 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

Donc: les armatures transversal ne sont pas nécessaire.

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Vérification à l'ELS:

Après tout les calculs faits, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III 47 Vérification des contraintes dans la dalle d'ascenseur

	Sens	$M_t$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
En travée	x-x	4.49	1.51	2.26	3246.32	3.13	15	Vérifiée
	y-y	3.07	1.51	2.26	3246.32	2.14	15	vérifiée
En appuis	x-x/ y-y	-2.64	2.36	2.76	4784.12	1.52	15	vérifiée

### ➤ Vérification à l'état limite de déformation

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80} L_x, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} L_x\right) \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} > \max(0.0375 L_x, 0.0425 L_x) = 5.95 \text{ cm (Condition vérifiée)} \\ A_t^x = 1.51 \text{ cm}^2 < \frac{2 \times 100 \times 13.5}{400} = 6.75 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)} \end{array} \right.$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### ➤ Schéma de ferrailage

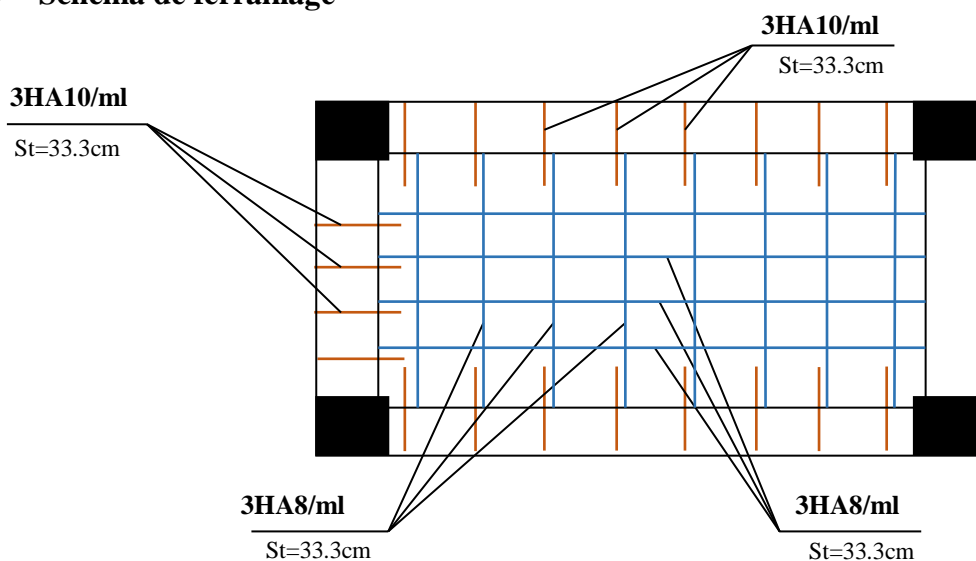


Figure III 25 Ferrailage de la dalle cas charge répartie

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### III.6.3. Cas d'une charge concentrée :

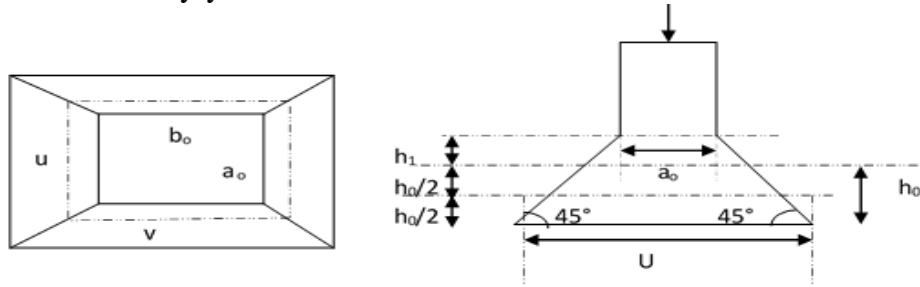
La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur aire  $a_0 \times b_0$ . Elle agit uniformément sur aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : dimension suivant x-x.

$b_0$  et  $v$  : Dimension suivant y-y.



#### ➤ Calcul du rectangle 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 :

$h_1 = 5 \text{ cm}$  : Épaisseur de revêtement.

$h_0 = 15 \text{ cm}$  : Épaisseur de dalle.

$\xi = 1$  : Coefficient  $q$  du type de revêtement (béton).

$$\text{On aura: } \begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} u = 1.05 \text{ m} \\ v = 1.05 \text{ m} \end{cases}$$

#### ➤ Calcul les sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + vM_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + vM_1) \end{cases} \text{ Avec } v : \text{Coefficient de poisson tel que: } \begin{cases} v = 0 \text{ à } L'ELU \\ v = 0,2 \text{ à } L'ELS \end{cases}$$

$M_1$  et  $M_2$  : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

$$M_1 \text{ et } M_2 \text{ sont en fonction de: } \begin{cases} \frac{u}{L_x} = \frac{1,05}{1,40} = 0,75 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{1,05}{1,80} = 0,6 \end{cases}$$

$$\text{En se référant à l'Annexe (3), on trouve: } \begin{cases} M_1 = \frac{0,077 + 0,069}{2} = 0,073 \\ M_2 = \frac{0,062 + 0,056}{2} = 0,059 \end{cases}$$

#### ➤ Evaluation des moments du système de levage :

$$\text{On a: } G = D_m + P_m + P_{per} = 82 + 15 + 6,3 \rightarrow G = 103,3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} q_u = 1,35G = 1,35 \times 103,3 \\ q_s = G = 103,3 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} q_u = 139,46 \text{ KN} \\ q_s = 103,30 \text{ KN} \end{cases}$$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 = 139.46 \times 0.073 \\ M_{y1} = q_u \times M_2 = 139.46 \times 0.059 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{x1} = \mathbf{10.18 \text{ KN.m}} \\ M_{y1} = \mathbf{08.23 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_{x1} = q_s \times (M_1 + 0.2M_2) = 103.3 \times (0.073 + 0.2 \times 0.059) \\ M_{y1} = q_s \times (M_2 + 0.2M_1) = 103.3 \times (0.059 + 0.2 \times 0.073) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{x1} = \mathbf{08.76 \text{ KN.m}} \\ M_{y1} = \mathbf{07.60 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle :**

$$\begin{cases} q_u = 1.35G' + 1.5Q = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 \\ q_s = G' + Q = 5 + 1 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} q_u = \mathbf{8.25 \text{ KN}} \\ q_s = \mathbf{6 \text{ KN}} \end{cases}$$

$$\rho = 0,78 \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0584 \times 8.25 \times 1.4^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.5608 \times 0.94 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mathbf{0.94 \text{ KN.m}} \\ M_{y2} = \mathbf{0.53 \text{ KN.m}} \end{cases} \\ \text{ELS: } \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0650 \times 6 \times 1.4^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.6841 \times 0.76 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mathbf{0.76 \text{ KN.m}} \\ M_{y2} = \mathbf{0.52 \text{ KN.m}} \end{cases} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle :

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_x^0 = M_{x1} + M_{x2} = 10.18 + 0.94 \\ M_y^0 = M_{y1} + M_{y2} = 08.23 + 0.53 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x^0 = \mathbf{11.12 \text{ KN.m}} \\ M_y^0 = \mathbf{08.76 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_x^0 = M_{x1} + M_{x2} = 08.76 + 0.76 \\ M_y^0 = M_{y1} + M_{y2} = 07.60 + 0.52 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x^0 = \mathbf{09.52 \text{ KN.m}} \\ M_y^0 = \mathbf{08.12 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

➤ **Les moments réels :**

**En travées :**

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 11.12 \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 08.76 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{tx} = \mathbf{09.45 \text{ KN.m}} \\ M_{ty} = \mathbf{07.45 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 09.52 \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 08.12 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{tx} = \mathbf{08.09 \text{ KN.m}} \\ M_{ty} = \mathbf{06.90 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

**En appuis :**

$$\text{ELU: } M_a = -0.5 \times M_x^0 = -0.5 \times 11.12 \rightarrow M_a = \mathbf{-5.56 \text{ KN.m}}$$

$$\text{ELS: } M_a = -0.5 \times M_x^0 = -0.5 \times 09.52 \rightarrow M_a = \mathbf{-4.76 \text{ KN.m}}$$



## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Calcul de ferrailage

Tableau III 48 Ferrailage de la dalle cas charge concentrée

	Sens	M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	x-x	09.45	0.037	0.047	0.132	2.06
	y-y	7.45	0.029	0.036	0.133	1.61
En appuis	xx/y-y	-5.56	0.021	0.027	0,134	1.19

### ➤ Vérification à l'ELU:

#### ➤ Condition de non fragilité :

✓ En travée

Sens x-x :  $A_{min} = 1.33 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{calc} = 2.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$  (Verifiée)

Sens y-y :  $A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{calc} = 1.61 \text{ cm}^2/\text{ml}$  (Verifiée)

✓ En appuis

$A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{calc} \rightarrow$  On ferraille avec  $A_{min}$

On opte pour une section de ferrailage:

✓ En travée :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x - x : } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}, St = 33\text{cm} \\ \text{Sens y - y : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}, St = 25\text{cm} \end{array} \right.$

✓ En appuis : Sens x-x/y-y :  $3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}, St = 33\text{cm}$

#### ➤ Vérification au poinçonnement :

On verifie que:  $q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :  $q_u$  : Charge de calcul à l'ELU.

$h$  : Épaisseur total de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

On a :  $q_u = 139.46 \text{ KN}$

$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}$

$h = 0.15 + 0.05 = 0.2 \text{ m}$

$q_u < 0,045 \times 4.2 \times 0,2 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 630 \text{ KN}$

$q_u = 139,46 \text{ KN} < 630 \text{ KN} \rightarrow$  Pas de risque de poinçonnement

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

### ➤ Vérification de l'effort tranchant :

On à:

$$V_{\max} = \frac{Q_u}{2u + v} = \frac{139.46}{3.15} \rightarrow V_{\max} = 44.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{44.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0,33 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1,16 \text{ MPa (vérifiée)}$$

### ➤ Vérification des contraintes

Tableau III 49 Vérification de la contrainte dans le béton

	Sens	$M_t$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
En travée	x-x	8.09	2.36	2.76	4784.12	4.67	15	Vérifiée
	y-y	6.90	2.01	2.57	4167.69	4.25	15	vérifiée
En appuis	x-x/ y-y	-4.76	2.36	2.76	4784.12	2.75	15	vérifiée

### ➤ Schéma de ferrailage :

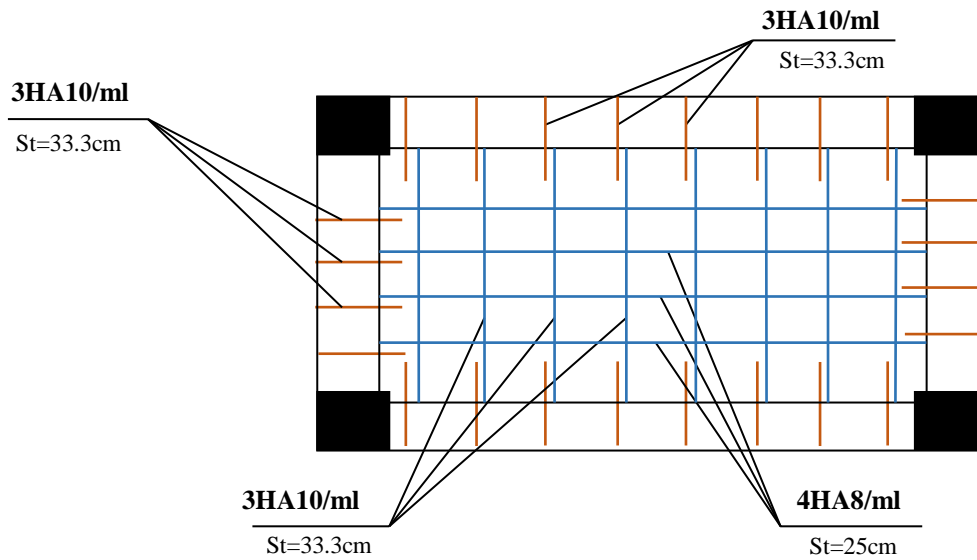


Figure III 26 Schéma de ferrailage de la dalle cas charge concentrée



*Chapitre IV :*  
**Etude dynamique**

### IV.1. Introduction :

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique pour avoir une distribution régulière des efforts. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou de dissipation d'énergie.

De plus, il est important de tenir compte de l'activité et des propriétés du sol. Toutes ces considérations nous amènent à des calculs plus complexes que dans le cas général, car il faut tenir compte de l'interaction fondation-structure pour :

- ✓ Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dont l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'ELU).
- ✓ Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'ELS).

### IV.2. Méthodes de calcul:

Le **RPA99/2003** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode dynamique : - La méthode d'analyse modale spectrale.  
-La méthode d'analyse par accélérogrammes.

#### IV.2.1. Méthode statique équivalente:

- **Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité de même propriétés d'inertie.

- **Conditions d'application :**

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone **I** et **IIa** et 30m en zone **IIb** et **III**.

Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/version 2003** (article 4.1.2).

## Chapitre IV : Etude dynamique

---

- **Calcul de la force sismique totale :**

L'effort sismique total  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions, horizontales et orthogonales, selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

**A** : coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique

**R** : coefficient de comportement global de la structure.

**Q** : facteur de qualité

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen

**W** : poids total de la structure

- **Calcul du coefficient d'accélération :**

$$\text{Dans notre cas : } \begin{cases} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \rightarrow \mathbf{A = 0.15}$$

- **Calcul du coefficient de comportement global de la structure :**

Valeur donnée par le tableau (4.3) du RPA 99 /2003 en fonction du système de contreventement.

Contreventement mixte  $\rightarrow \mathbf{R = 5}$

- **Calcul du facteur de qualité :**

Il est fonction de :

Conditions	Observations	pénalités
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non observés	0,05
2. Redondance en plan	Non observé	0,05
3. Régularité en plan	observé	0
4. Régularité en élévation	Non observé	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	observé	0
6. Contrôle de qualité de l'exécution	observé	0

Sa valeur est donnée par la formule :  $\mathbf{Q = 1 + \sum_1^6 P_q}$

$\mathbf{P_q}$  : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité  $q$  est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau (4.4) du RPA99/2003.  $\mathbf{Q = 1.15}$

- **Poids total de la structure :**

**W** : poids total de la structure :  $\mathbf{W = \sum_{i=1}^n W_i}$  avec :  $\mathbf{W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}}$

$\mathbf{W_{Gi}}$  : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

## Chapitre IV : Etude dynamique

---

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

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau 4.5 du RPA 99/2003.

$$\rightarrow W = 58942,58 \text{ KN}$$

### ➤ Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient  $D$  est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).

#### • Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le RPA 99/2003 (article 4.2.4), la période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

**Avec :**  $h_N$ : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$C_T$ : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$\text{On a : } \begin{cases} h_N = 48.21 \text{ m} \\ C_T = 0.05 \text{ (tableau 4.6 du RPA 99/2003)} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } T = C_T \times (h_N)^{3/4} \rightarrow T = 0.91 \text{ s}$$

$$T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour  $T$ .

$$\begin{cases} L_x = 22.2 \text{ m} \\ L_y = 21 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_x = 0.92 \text{ s} \\ T_y = 0.95 \text{ s} \end{cases}$$

#### - Valeur de $T_1$ et $T_2$ :

$T_1$  et  $T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**RPA99/2003** tableau 4.7)

Sol ferme :  $T_1 = 0.15 \text{ s}$  et  $T_2 = 0.4 \text{ s}$

$$D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, T_2 < T < 3 \text{ sec}$$

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

$\xi$  (%): est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (**RPA 99/2003** tableau 4.2).

## Chapitre IV : Etude dynamique

---

- Portique auto stable  $\rightarrow \xi = 7\%$
- Voiles  $\rightarrow \xi = 10\%$ .

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne  $\rightarrow \xi = 8,5\% \rightarrow \eta = 0.82$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.4}{0.92}\right)^{2/3} \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.4}{0.95}\right)^{2/3} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} D_x = 1.18 \\ D_y = 1.15 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} V_x = 0.15 \times 1.18 \times 1.15 \times \frac{1}{5} \times 58942,58 \\ V_y = 0.15 \times 1.15 \times 1.15 \times \frac{1}{5} \times 58942,58 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_x = 2399.55 \text{ KN} \\ V_y = 2338.54 \text{ KN} \end{cases}$$

### IV.2.2. Méthodes d'analyse 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 permise.

#### Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### Les hypothèses :

- les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.



# Chapitre IV : Etude dynamique

## IV.2.2.1. Modélisation de la structure :

La forme architecturale de la structure à étudier, nous a poussé à une recherche d'un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 20 mètres, donc selon RPA99/2003 (article 3.4) on doit introduire des voiles

On a opté à cette disposition :

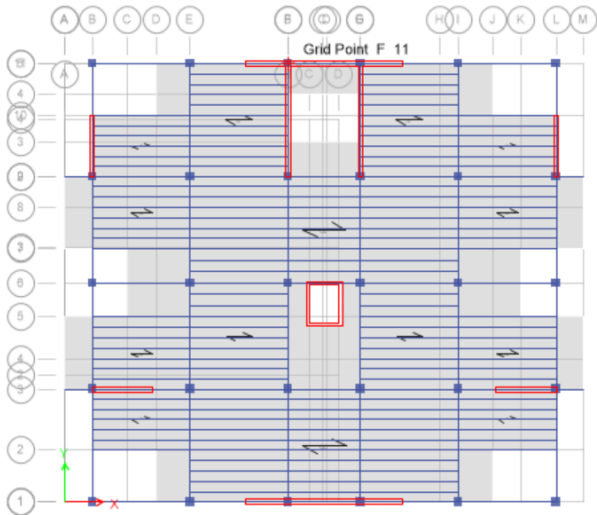


Figure IV 1 Disposition des voiles

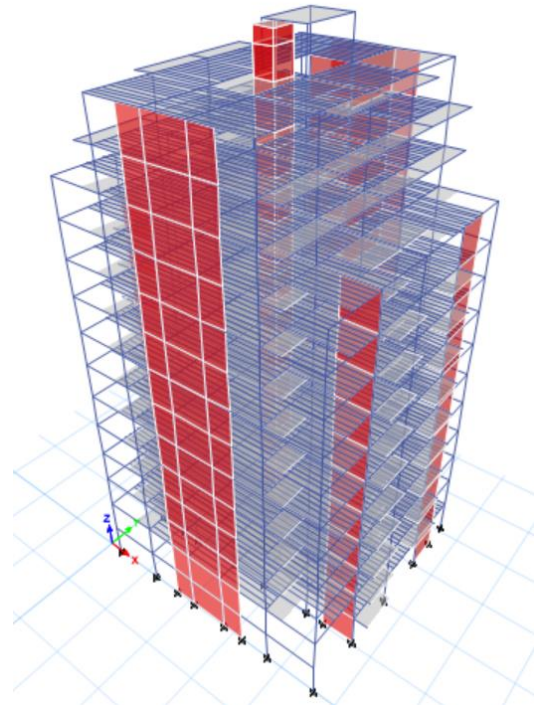


Figure IV 2 Vue 3D

## IV.2.2.2. Analyse du comportement de la structure

✓ Model 1 :

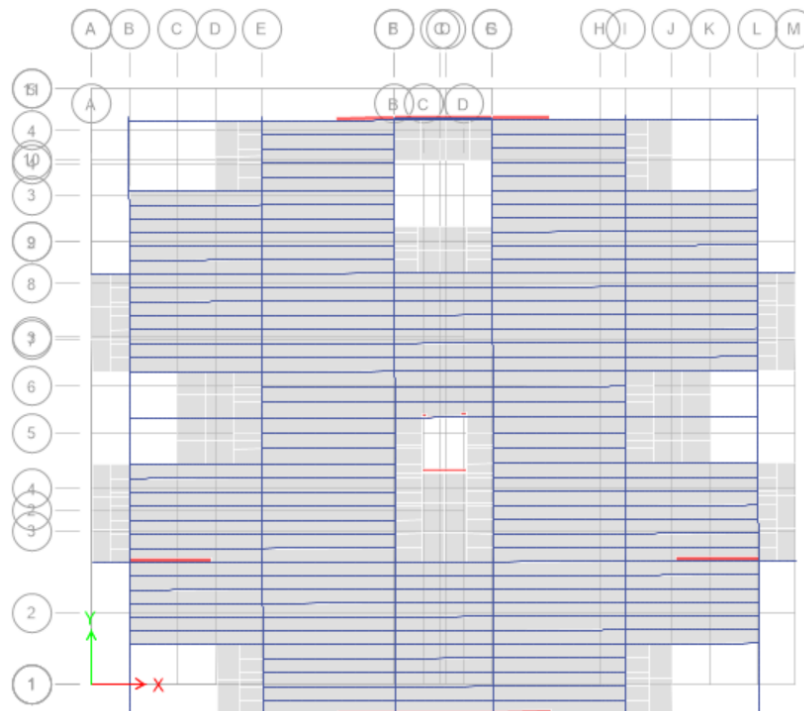


Figure IV 3 Premier mode de déformation (translation suivant Y)

# Chapitre IV : Etude dynamique

✓ Mode 2 :

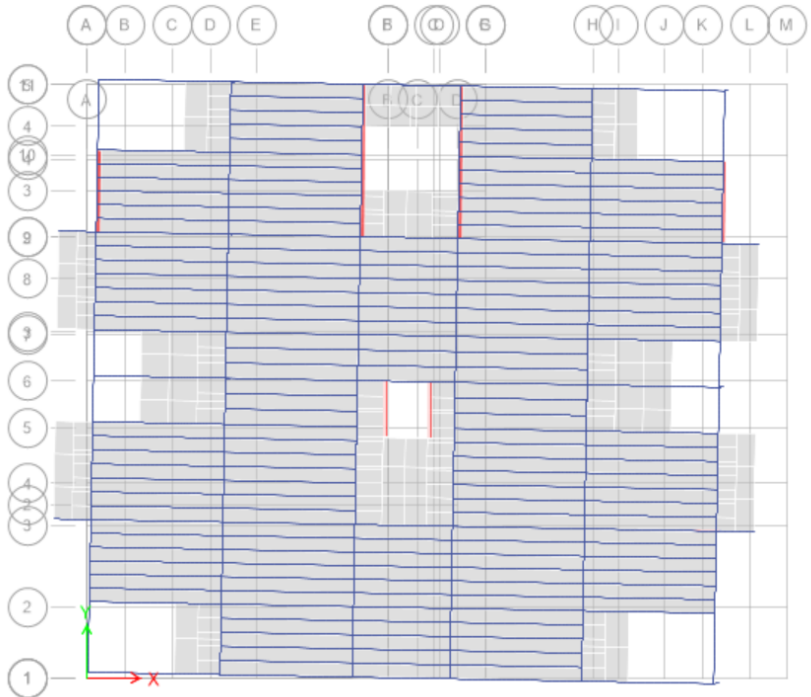


Figure IV 4Deuxième mode de déformation (translation suivant X)

✓ Mode3 :

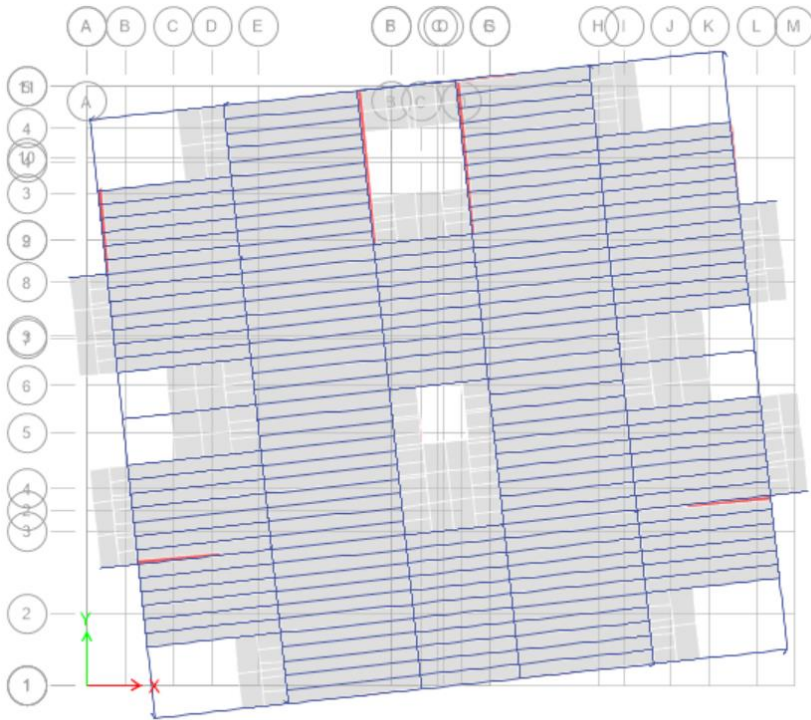


Figure IV 5Troisième mode de déformation (rotation suivant Z)

## Chapitre IV : Etude dynamique

### ✓ Période de vibration et taux de participation des masses modales:

Tableau IV 1 Période de vibration et taux de participation des masses modales

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	1,138	3,138E-05	0,6517	0	3,138E-05	0,6517	0
Modal	2	1,009	0,647	0,0001	0	0,647	0,6518	0
Modal	3	0,762	0,0154	0,0003	0	0,6624	0,6521	0
Modal	4	0,275	0	0,1965	0	0,6624	0,8486	0
Modal	5	0,251	0,1853	0	0	0,8477	0,8486	0
Modal	6	0,199	0,0084	4,806E-06	0	0,8561	0,8486	0
Modal	7	0,121	1,144E-06	0,0708	0	0,8561	0,9194	0
Modal	8	0,112	0,0656	2,294E-06	0	0,9218	0,9194	0
Modal	9	0,092	0,0012	5,602E-06	0	0,9229	0,9194	0
Modal	10	0,072	1,217E-06	0,0329	0	0,9229	0,9524	0
Modal	11	0,068	0,0286	9,567E-07	0	0,9515	0,9524	0
Modal	12	0,06	0,0034	1,402E-06	0	0,9549	0,9524	0

**Remarque :** On constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du 8ème mode (sens x-y) ce qui vérifie la condition du **RPA99/2003**.

### IV.2.2.3. Analyse spectrale

#### Le spectre de réponse :

La réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\xi$ ), et de la pulsation ( $\omega$ ). Donc, pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient le spectre de réponse pour une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

## Chapitre IV : Etude dynamique

### ➤ Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :

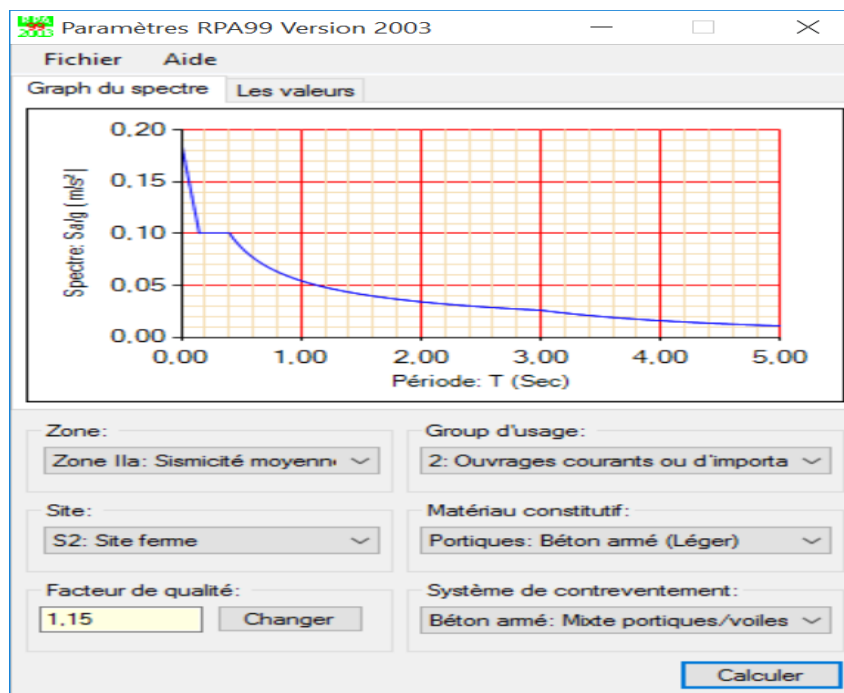


Figure IV 6 Réponse spectrale de la structure

### IV.3. Justification de l'interaction voile-portique :

Les tableaux (IV.2) et (IV.3) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales. L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

#### IV.3.1. Sous charges verticales

-Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques :

$$\text{Portiques: } \frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \quad \text{voiles: } \frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV 2 Interaction sous charges verticales

Story	Load Case/Combo	Location	Type	P kN	%	Observations
Terrasse	G+Q	Top	Portiques	2902,3222	86.65	Vérifiée
			Voiles	447,1417	13.35	
E 10	G+Q	Top	Portiques	6628,5909	89.40	Vérifiée
			Voiles	785,777	10.60	
E 9	G+Q	Top	Portiques	10943,9906	90.91	Vérifiée
			Voiles	1093,2302	09.09	
E 8	G+Q	Top	Portiques	15655,6187	92.10	Vérifiée
			Voiles	1341,482	07.90	
E 7	G+Q	Top	Portiques	20968,9732	92.79	Vérifiée
			Voiles	1627,6684	07.21	
E 6	G+Q	Top	Portiques	26366,7027	93.29	Vérifiée

## Chapitre IV : Etude dynamique

			Voiles	1895,443	06.71	
<b>E 5</b>	G+Q	Top	Portiques	31758,2447	93.68	Vérifiée
			Voiles	2140,6809	06.32	
<b>E 4</b>	G+Q	Top	Portiques	37245,4117	94.01	Vérifiée
			Voiles	2374,6895	05.99	
<b>E 3</b>	G+Q	Top	Portiques	42726,3912	94.91	Vérifiée
			Voiles	2586,5367	05.09	
<b>E 2</b>	G+Q	Top	Portiques	48314,2457	94.53	Vérifiée
			Voiles	2792,6874	05.47	
<b>E 1</b>	G+Q	Top	Portiques	53913,8371	94.75	Vérifiée
			Voiles	2982,2553	05.25	
<b>RDC</b>	G+Q	Top	Portiques	59553,8004	94.93	Vérifiée
			Voiles	3177,244	05.07	
<b>ETS 1</b>	G+Q	Top	Portiques	65445,9512	95.13	Vérifiée
			Voiles	3349,5262	04.87	
<b>ETS 2</b>	G+Q	Top	Portiques	70568,1931	95.29	Vérifiée
			Voiles	3487,8071	04.71	

### IV.3.2. Sous charges horizontales :

-Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques et les voiles:

$$\text{Portiques: } \frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \quad \text{voiles: } \frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$$

➤ **SENS (X-X)**

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV 3 Interactions sous charge horizontales

Story	Load Case/Combo	Location	Type	VX kN	%	Observations
<b>Terrasse</b>	Ex Max	Bottom	Portiques	392,263	97.77	Vérifiée
			Voiles	35,1374	02.23	
<b>E 10</b>	Ex Max	Bottom	Portiques	705,8947	94.66	Vérifiée
			Voiles	39,7669	05.34	
<b>E 9</b>	Ex Max	Bottom	Portiques	948,0855	95.54	Vérifiée
			Voiles	44,202	04.46	
<b>E 8</b>	Ex Max	Bottom	Portiques	1151,2686	96.23	Vérifiée
			Voiles	45,0955	03.77	
<b>E 7</b>	Ex Max	Bottom	Portiques	1346,8367	96.17	Vérifiée
			Voiles	53,524	03.83	
<b>E 6</b>	Ex Max	Bottom	Portiques	1518,6651	95.99	Vérifiée
			Voiles	63,3154	04.01	
<b>E 5</b>	Ex Max	Bottom	Portiques	1672,1478	96.16	Vérifiée
			Voiles	66,7563	03.84	
<b>E 4</b>	Ex Max	Bottom	Portiques	1821,4357	96.03	Vérifiée
			Voiles	75,1537	03.97	
<b>E 3</b>	Ex Max	Bottom	Portiques	1969,2588	96.23	Vérifiée
			Voiles	77,0759	03.77	
<b>E 2</b>	Ex Max	Bottom	Portiques	2107,4226	96.24	Vérifiée
			Voiles	82,3005	03.76	
<b>E 1</b>	Ex Max	Bottom	Portiques	2235,2562	96.51	Vérifiée
			Voiles	80,9039	03.49	
<b>RDC</b>	Ex Max	Bottom	Portiques	2352,7371	96.66	Vérifiée
			Voiles	81,6932	03.34	

## Chapitre IV : Etude dynamique

<b>ETS 1</b>	Ex Max	Bottom	Portiques Voiles	2444,0927 81,1864	96.78 03.22	Vérifiée
<b>ETS 2</b>	Ex Max	Bottom	Portiques Voiles	2480,2049 87,5862	96.58 03.42	Vérifiée

### ➤ SENS (Y-Y)

Tableau IV 4 Interactions sous charge horizontales

Story	Load Case/Combo	Location	Type	VY kN	%	Observations
<b>Terrasse</b>	Ey Max	Bottom	Portiques Voiles	14,6268 91,4486	13.78 86.22	Non Vérifiée
<b>E 10</b>	Ey Max	Bottom	Portiques Voiles	391,1717 71,1865	84.60 15.4	Vérifiée
<b>E 9</b>	Ey Max	Bottom	Portiques Voiles	696,4283 74,2057	90.37 09.63	Vérifiée
<b>E 8</b>	Ey Max	Bottom	Portiques Voiles	921,2524 61,947	93.69 06.31	Vérifiée
<b>E 7</b>	Ey Max	Bottom	Portiques Voiles	1104,4167 72,5658	93.83 06.17	Vérifiée
<b>E 6</b>	Ey Max	Bottom	Portiques Voiles	1277,4213 80,1813	94.62 05.38	Vérifiée
<b>E 5</b>	Ey Max	Bottom	Portiques Voiles	1425,9147 75,6895	94.95 05.05	Vérifiée
<b>E 4</b>	Ey Max	Bottom	Portiques Voiles	1560,7091 81,935	95.31 04.69	Vérifiée
<b>E 3</b>	Ey Max	Bottom	Portiques Voiles	1700,8121 76,7224	95.68 04.32	Vérifiée
<b>E 2</b>	Ey Max	Bottom	Portiques Voiles	1847,1855 79,4807	95.87 04.13	Vérifiée
<b>E 1</b>	Ey Max	Bottom	Portiques Voiles	1987,2988 72,9453	96.45 03.55	Vérifiée
<b>RDC</b>	Ey Max	Bottom	Portiques Voiles	2118,9553 75,099	96.58 03.42	Vérifiée
<b>ETS 1</b>	Ey Max	Bottom	Portiques Voiles	2241,17 82,5243	96.44 03.56	Vérifiée
<b>ETS2</b>	Ey Max	Bottom	Portiques Voiles	2336,4529 135,5109	94.51 04.49	Vérifiée

## IV.4. Vérification de la rigidité de la structure

### IV.4.1. Vérification La période fondamentale

Selon RPA99V2003 (Article 4.2.4.4), il faut que  $T_{dy}$  ne dépasse pas la période empirique majoré de près de 30%

Tableau IV 5 Vérification de l'effort tranchant à la base

Résultats des forces sismiques	$T_{dy}(s)$	$T_{st}(s)$	$1.3 \times T_{st}(s)$	Observation
Sens x-x	1.138	0.92	1.20	Vérifiée
Sens y-y	1.009	0.95	1.24	Vérifiée

## Chapitre IV : Etude dynamique

### IV.4.2. Vérification de la résultante de la force sismique :

Selon **RPA99V2003 (Article 4.3.6)**, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Tableau IV 6 Vérification de l'effort tranchant à la base

Résultats des forces sismiques	$V_{dy}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
Sens x-x	2567.79	2399.55	1919.64	Vérifiée
Sens y-y	2471.96	2338.54	1870.83	Vérifiée

### IV.5. Vérification de l'effort normale réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0.3 \quad (\text{Article 7.1.3.3}) \text{ RPA99V2003.}$$

Avec :  $N_d$ : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$ : Aire (section brute) de cette dernière

Tableau IV 7 Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	N (KN)	$0.3F_{c28}$	B (m <sup>2</sup> )	B choisie (cm)
E 10	175,3005	7.5	0.0233	<b>40x40</b>
E 9	446,569		0.0595	<b>45x45</b>
E 8	716,2438		0.0954	<b>45x45</b>
E 7	946,3638		0.1262	<b>50x50</b>
E 6	1178,2999		0.1571	<b>50x50</b>
E 5	1418,7245		0.1892	<b>55x55</b>
E 4	1670,3715		0.2227	<b>55x55</b>
E 3	1928,9432		0.2572	<b>60x60</b>
E 2	2199,9662		0.2933	<b>60x60</b>
E 1	2477,9557		0.3304	<b>65x65</b>
RDC	2768,8859		0.3692	<b>65x65</b>
ETS 1	3066,4853		0.4089	<b>70x70</b>
ETS2	3404,4115		0.4539	<b>70x70</b>
Sous-sol	3760,3689		0.5014	<b>75x75</b>

## Chapitre IV : Etude dynamique

### IV.6. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \text{ Formule (4-19)}$$

$\delta_K$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement ( $R = 5$ )

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ Formule (4-20)}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (Article 5.10) RPA99/2003.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV 8 Vérification de déplacement relatif dans le sens (X-X) et (Y-Y)

Niveau	Sens X – X						Observation
	$\delta_{ek}$ (mm)	$\delta_k$ (mm)	$\delta_{k-1}$ (mm)	$\Delta k$ (m)	hk (m)	$\Delta k/hk$ (%)	
Terrasse	25.134	125.67	114.75	0.0109	2.97	0.36	Vérifiée
E 10	22.95	114.75	103.655	0.0111	2.97	0.37	Vérifiée
E 9	20.731	103.655	92.495	0.0112	2.97	0.38	Vérifiée
E 8	18.499	92.495	81.45	0.0110	2.97	0.37	Vérifiée
E 7	16.29	81.45	70.435	0.0110	2.97	0.37	Vérifiée
E 6	14.087	70.435	59.525	0.0109	2.97	0.36	Vérifiée
E 5	11.905	59.525	48.885	0.0106	2.97	0.35	Vérifiée
E 4	09.777	48.885	38.65	0.0102	2.97	0.34	Vérifiée
E 3	07.73	38.65	29.05	0.0096	2.97	0.32	Vérifiée
E 2	05.81	29.05	20.27	0.0088	2.97	0.29	Vérifiée
E 1	04.054	20.27	12.615	0.0076	2.97	0.25	Vérifiée
RDC	02.523	12.615	6.375	0.0062	2.97	0.21	Vérifiée
ETS 1	01.275	06.375	1.96	0.0044	2.97	0.15	Vérifiée
ETS2	00.392	01.96	0	0.0020	2.97	0.07	Vérifiée

Niveau	Sens Y – Y						Observation
	$\delta_{ek}$ (mm)	$\delta_k$ (mm)	$\delta_{k-1}$ (mm)	$\Delta k$ (m)	hk (m)	$\Delta k/hk$ (%)	
Terrasse	15.601	78.01	72.27	0.0057	2.97	0.19	Vérifiée
E 10	14.455	72.27	69.78	0.0025	2.97	0.08	Vérifiée
E 9	13.956	69.78	63.23	0.0066	2.97	0.22	Vérifiée
E 8	12.647	63.23	56.55	0.0067	2.97	0.23	Vérifiée
E 7	11.309	56.55	49.62	0.0069	2.97	0.23	Vérifiée
E 6	09.923	49.62	42.53	0.0071	2.97	0.24	Vérifiée
E 5	08.507	42.53	35.43	0.0071	2.97	0.24	Vérifiée
E 4	07.086	35.43	28.42	0.0070	2.97	0.23	Vérifiée



## Chapitre IV : Etude dynamique

E 3	05.685	28.42	21.69	0.0067	2.97	0.22	Vérifiée
E 2	04.339	21.69	15.42	0.0063	2.97	0.21	Vérifiée
E 1	03.084	15.42	9.83	0.0056	2.97	0.19	Vérifiée
RDC	01.966	9.83	5.15	0.0047	2.97	0.16	Vérifiée
ETS 1	01.031	5.15	1.71	0.0034	2.97	0.11	Vérifiée
ETS2	00.341	1.71	0	0.0017	2.97	0.05	Vérifiée

### IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9).

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10 \text{ Formule (5.6) Avec : } P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$h_K$  : Hauteur d'étage (k).

Si  $0.10 < \theta_K < 0.20$  : les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si :  $\theta_K > 0.20$  La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Si :  $\theta \leq 0.10$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV 9 Vérification de l'effet P-Δ dans le sens (X-X) et (Y-Y)

Niveau	Sens X – X					Observation
	Δk (m)	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (m)	θ	
Terrasse	0.0109	3338,3148	392,263	2.97	0.031	Vérifiée
E 10	0.0111	6865,0931	705,8947	2.97	0.036	Vérifiée
E 9	0.0112	10817,977	948,0855	2.97	0.043	Vérifiée
E 8	0.0110	15252,0357	1151,2686	2.97	0.049	Vérifiée
E 7	0.0110	20097,8239	1346,8367	2.97	0.055	Vérifiée
E 6	0.0109	24943,6121	1518,6651	2.97	0.060	Vérifiée
E 5	0.0106	29878,8379	1672,1478	2.97	0.063	Vérifiée
E 4	0.0102	34814,0636	1821,4357	2.97	0.065	Vérifiée
E 3	0.0096	39849,9768	1969,2588	2.97	0.065	Vérifiée
E 2	0.0088	44885,89	2107,4226	2.97	0.063	Vérifiée
E 1	0.0076	50060,4331	2235,2562	2.97	0.057	Vérifiée
RDC	0.0062	55163,4472	2352,7371	2.97	0.049	Vérifiée
ETS 1	0.0044	60222,8747	2444,0927	2.97	0.036	Vérifiée
ETS2	0.0020	64498,8176	2480,2049	2.97	0.017	Vérifiée

## Chapitre IV : Etude dynamique

Niveau	Sens Y – Y					Observation
	$\Delta k$ (m)	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (m)	$\theta$	
Terrasse	0.0057	3338,3148	391,1717	2.97	0.016	Vérifiée
E 10	0.0025	6865,0931	696,4283	2.97	0.008	Vérifiée
E 9	0.0066	10817,977	921,2524	2.97	0.026	Vérifiée
E 8	0.0067	15252,0357	1104,4167	2.97	0.031	Vérifiée
E 7	0.0069	20097,8239	1277,4213	2.97	0.036	Vérifiée
E 6	0.0071	24943,6121	1425,9147	2.97	0.042	Vérifiée
E 5	0.0071	29878,8379	1560,7091	2.97	0.046	Vérifiée
E 4	0.0070	34814,0636	1700,8121	2.97	0.048	Vérifiée
E 3	0.0067	39849,9768	1847,1855	2.97	0.049	Vérifiée
E 2	0.0063	44885,89	1987,2988	2.97	0.048	Vérifiée
E 1	0.0056	50060,4331	2118,9553	2.97	0.045	Vérifiée
RDC	0.0047	55163,4472	2241,17	2.97	0.039	Vérifiée
ETS 1	0.0034	60222,8747	2336,4529	2.97	0.030	Vérifiée
ETS2	0.0017	64498,8176	2374,1962	2.97	0.016	Vérifiée

On remarque que la condition  $\theta \leq 0.10$  est satisfaite, donc les effets du 2<sup>o</sup> ordre peuvent être négligés

### IV.8. Conclusion :

L'interaction verticale et horizontale sont vérifiées dans tous les étages, mais les voiles ne travaillent presque pas, cela est dû à des contraintes architecturales qui nous limitent dans notre disposition (**décrochements en élévation et irrégularités d'aménagements entre un niveau et un autre**).

Après de multiples essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis le **RPA 99/version 2003**. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P-  $\Delta$ ).

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

# Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

---

## 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 tous genres de sollicitations.

## V.2. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel Etabs 2016 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- ✓  $1.35 G + 1.5 Q$ .....(1)
- ✓  $G + Q$ .....(2)
- ✓  $G + Q \pm E$ .....(3)
- ✓  $0.8 G \pm E$ .....(4)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$
2. Moment maximum et effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$
3. Effort normal minimal et le moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$

### V.2.1.Recommandations du RPA99/2003 :

#### V.2.1.1. 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 % ( $b \times h$ ) en zone **IIa**
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :  $\begin{cases} 4 \% \text{ en zone courante} \\ 6 \% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  en zone **IIa**.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (**IIa**).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : La hauteur d'étage.

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau.

## Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

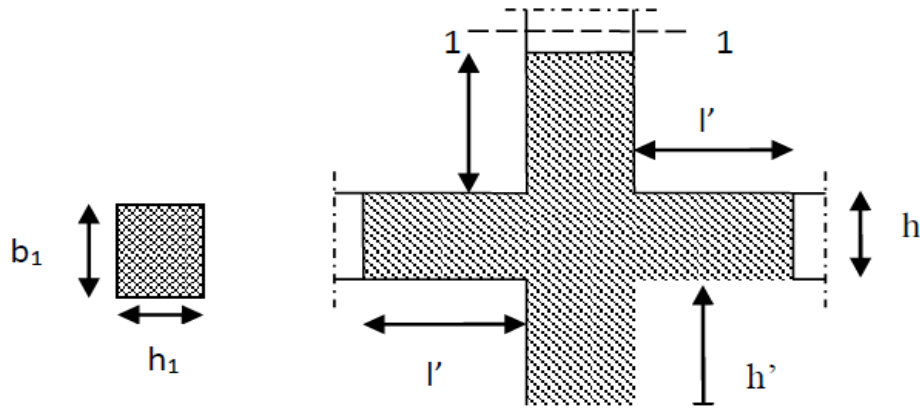


Figure V 1 La Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V 1 Armatures minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Zone courante A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	Zone de recouvrement A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol	75×75	45	225	337.5
ETS 1 et 2	70×70	39.2	196	294
RDC et Etage 1	65×65	33.8	169	253.5
Etage 2 et 3	60×60	28.8	144	216
Etage 4 et 5	55×55	24.2	121	181.5
Etage 6 et 7	50×50	20	100	150
Etage 8 et 9	45×45	16.2	81	121.5
Etage 10	40×40	12.8	64	96

### V.2.1.2. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

## Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par 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 armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixé comme suit :

$$\begin{cases} \text{zone nodale : } t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \\ \text{zone courante : } t' \leq 15\phi_l \end{cases} \quad \text{zone IIa}$$

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

### ➤ La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ En \% est donnée comme suit : } \begin{cases} A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'elencement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ; \text{ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de}$$

déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_l$  minimum .
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12$  cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Etabs 2016, sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V 2 Les sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol	4032,1579	-5,2331	55,2644	2986,2551	7,8551	6,5211
ETS 1et 2	3675,7052	-7,1273	71,8426	1618,5949	1,3917	22,8695

## Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

RDC et Etage 1	-	-10,0495	-70,6423	-	1,1319	-22,423
Etage 2 et 3	-2402,608	19,4487	77,4591	-	2,8813	5,2297
Etage 4 et 5	-1813,6868	-19,2977	86,6508	-942,6683	-2,962	-0,1262
Etage 6 et 7	-1254.72	-19.7876	90.3817	-771.5126	1.2245	13.7095
Etage 8 et 9	-872.471	38.9055	-72.3582	-331.1835	0.3997	21.8253
Etage 10	-287,5798	-46.1318	-59.4437	-66.5745	-0.6216	0.0858

### V.2.3. Calcul de ferrailage

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents niveaux

Tableau V 3 Ferrailage des poteaux

Niveau	sections	A (cm <sup>2</sup> )	ARPA (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> )	Barres
Sous-sol	75×75	0.12	45	45.74	<b>12HA20+4HA16</b>
ETS 1et 2	70×70	0.96	39.2	43.86	<b>12HA20+4HA14</b>
RDC et Etage 1	65×65	1.02	33.8	36.7	<b>4HA20+12HA16</b>
Etage 2 et 3	60×60	0.22	28.8	30.29	<b>12HA16+4HA14</b>
Etage 4 et 5	55×55	0.10	24.2	28.40	<b>8HA16+8HA14</b>
Etage 6 et 7	50×50	0.82	20	22.24	<b>8HA16+4HA14</b>
Etage 8 et 9	45×45	1.5	16.2	18.47	<b>12HA14</b>
Etage 10	40×40	3.84	12.8	16.84	<b>8HA14+4HA12</b>

### V.2.4. Armatures transversales

On prend comme exemple le poteau (60×60) cm<sup>2</sup> pour le calcul des armatures transversales :

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 2.97 = \mathbf{2.08 \text{ m}} \quad \rightarrow \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2.08}{0.75} = \mathbf{2.77}$$

$$A_t^{min} = 0.28\% t b = 0.0028 \times 15 \times 75 = 3.15 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les poteaux des différents niveaux :

## Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

Tableau V 4 Calcul des armatures transversales pour les poteaux

Sections (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_l^{mi}$ (cm)	V <sub>d</sub> (KN)	t zone nodale	t zone courante	$\lambda_g$	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	barres
Sous-sol	1.6	35,2257	10	15	2.77	1.06	9	9.42	<b>12HA10</b>
ETS 1et 2	1.2	35,2257	10	15	2.97	1.13	8.4	9.42	<b>12HA10</b>
RDC et Etage 1	2	51,5411	10	15	3.2	1.78	7.7	9.42	<b>12HA10</b>
Etage 2 et 3	1.2	42,7587	10	15	3.46	1.60	6.9	9.42	<b>12HA10</b>
Etage 4 et 5	1.4	46,3569	10	15	3.78	1.75	5.9	6.03	<b>12HA8</b>
Etage 6 et 7	1.4	49,3775	10	15	4.16	2.22	4.7	6.28	<b>8HA10</b>
Etage 8 et 9	1.4	52,789	10	15	4.62	2.64	3.3	4.02	<b>8HA8</b>
Etage 10	1.2	33,8596	10	15	5.2	1.27	1.8	4.02	<b>8HA8</b>

### V.2.5. Vérifications nécessaire

#### V.2.5.1. Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

**As** : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

**Br** : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$$

$\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$



## Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$ .

L'élançement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b \text{ pour les sections rectangulaires.}$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 2661.203 \text{ KN}$$

$$l_f = 2.856 \text{ m}; \lambda = 16.47 < 50; \alpha = 0.814 / 1.10 = 0.74$$

$$B_r = (0.60 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0.3364 \text{ m}^2.$$

$$N_u = 0.74 \times \left[ \frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{31.29 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 5.41 \text{ MN.}$$

$$N_d = 2.661 \text{ MN} < N_u = 5.41 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de vérifications de flambement pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V 5 Vérifications du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	As (cm <sup>2</sup> )	Br (m <sup>2</sup> )	Nu (MN)	Nd (MN)	Observation
Sous-sol	75×75	2.97	2.08	9.60	0.84	45.74	0.533	9.63	4.03	Vérifiée
ETS 1 et 2	70×70	2.97	2.08	10.28	0.83	43.86	0.488	8.77	3.68	Vérifiée
RDC et Etage 1	65×65	2.97	2.08	11.07	0.83	36.7	0.397	7.19	3.01	Vérifiée
Etage 2 et 3	60×60	2.97	2.08	11.99	0.83	30.29	0.336	6.04	2.40	Vérifiée
Etage 4 et 5	55×55	2.97	2.08	13.08	0.82	28.40	0.281	5.08	1.80	Vérifiée
Etage 6 et 7	50×50	2.97	2.08	14.39	0.82	22.24	0.230	4.13	1.25	Vérifiée
Etage 8 et 9	45×45	2.97	2.08	15.99	0.81	18.47	0.185	3.30	0.88	Vérifiée
Etage 10	40×40	2.97	2.08	17.99	0.81	16.84	0.144	2.63	0.29	Vérifiée

# Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

## V.2.5.2. Vérifications des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{fibre inférieure.}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$  (section homogène).

$$V = \frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d) \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

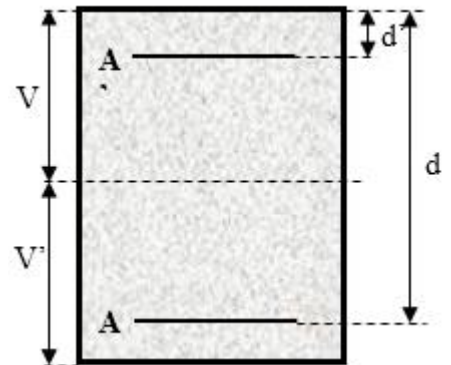


Figure V 2 Section du poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V 6 Vérifications de la contrainte dans le béton pour poteaux

Niveau	Sous- sol	ETS 1 et 2	RDC et Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage 10
Section (cm <sup>2</sup> )	75×75	70×70	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40
d (cm)	72	67	62	57	52	47	42	37
A (cm <sup>2</sup> )	45.74	43.86	37.7	30.29	28.40	22.24	18.47	16.84
V (cm)	41.25	38.79	35.98	33.03	30.52	27.59	24.85	22.32
V' (cm)	33.75	31.21	29.02	26.97	24.48	22.41	20.15	17.68
I <sub>yy'</sub> (cm <sup>4</sup> )	3364570.74	2594776.94	1921584.87	1374102.99	986693.60	663286.75	434388.45	276381.08
N <sup>ser</sup> (KN)	2929,989	2672,1785	2188,5607	1747,5496	1320,148	914,6219	634,9376	210,9415
M <sup>ser</sup> (KN.m)	39,9138	51,7905	51,3542	55,5263	55,6781	54,5612	52,5845	43,2088
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	4.65	4.82	4.58	4.32	3.84	3.25	2.79	1.17
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	4.63	4.80	4.56	4.29	3.81	3.21	2.73	1.11
σ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

## Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

### V.2.5.3. Vérifications aux sollicitations tangente

D'après le **RPA99** version 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 limitesuivante : [1]

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec:

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V 7 Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>d</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sous-sol	75×75	2.08	2.77	0.040	72	35,2257	0.07	1	Vérifiée
ETS 1et 2	70×70	2.08	2.97	0.040	67	35,2257	0.08	1	Vérifiée
RDC et Etage 1	65×65	2.08	3.2	0.040	62	51,5411	0.13	1	Vérifiée
Etage 2 et 3	60×60	2.08	3.46	0.040	57	42,7587	0.13	1	Vérifiée
Etage 4 et 5	55×55	2.08	3.78	0.040	52	46,3569	0.16	1	Vérifiée
Etage 6 et 7	50×50	2.08	4.16	0.040	47	49,3775	0.21	1	Vérifiée
Etage 8 et 9	45×45	2.08	4.62	0.040	42	52,789	0.28	1	Vérifiée
Etage 10	40×40	2.08	5.2	0.075	37	33,8596	0.23	1.88	Vérifiée

# Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

## ➤ Schéma de ferrailage

Tableau V 8 Schémas du ferrailage des poteaux

Schémas de ferrailage des poteaux	
<b>Sous-sol</b>	<b>Entre sol 1 et 2</b>
<p>1HA16 / Face 4HA20 / Face 3 Cadre HA10 Cadre HA10 75cm 70cm</p>	<p>1HA14 / Face 4HA20 / Face 3 Cadre HA10 Cadre HA10 70cm 70cm</p>
<b>RDC et Etage 1</b>	<b>Etages 2 et 3</b>
<p>2HA20 / Face 3HA16 / Face 3 Cadre HA8 Cadre HA10 65cm 65cm</p>	<p>1HA14 / Face 4HA16 / Face 3 Cadre HA10 Cadre HA10 60cm 60cm</p>
<b>Etages 4 et 5</b>	<b>Etages 6 et 7</b>
<p>2HA14 / Face 3HA16 / Face 3 Cadre HA8 Cadre HA10 60cm 60cm</p>	<p>2HA16 / Face 2HA14 / Face 2 Cadre HA10 Cadre HA10 50cm 50cm</p>

## Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

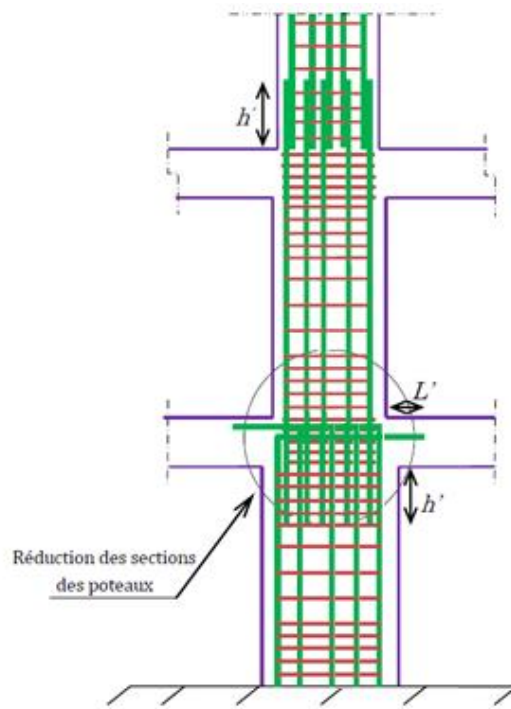
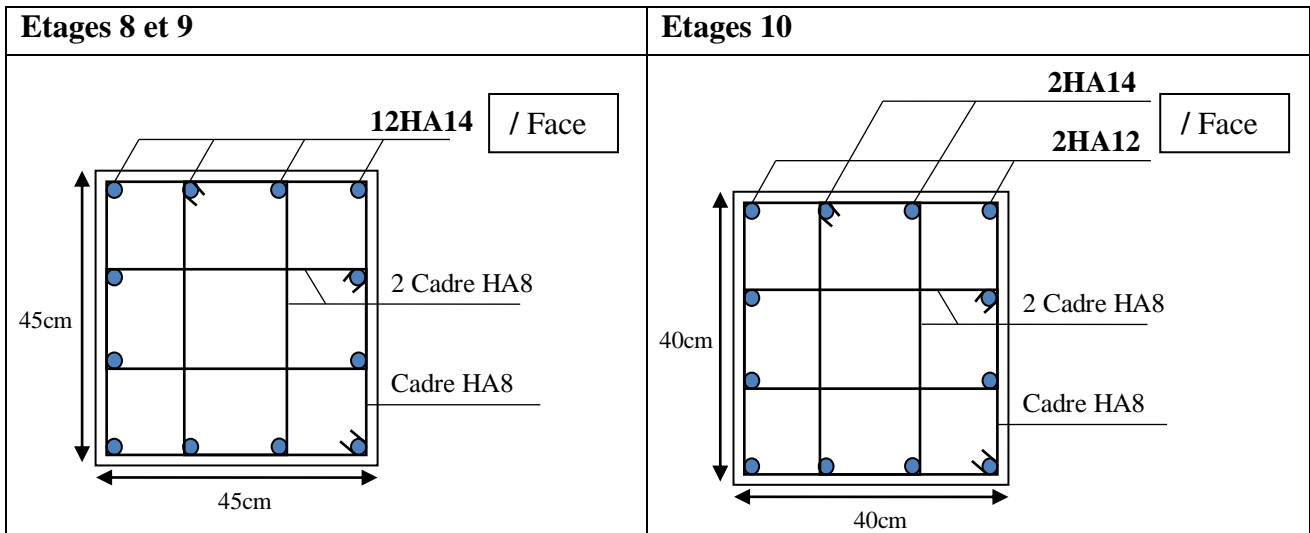


Figure V 3 Schéma principe de ferrailage et de réduction de section de poteaux

### V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $T$ ), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL91/99**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel Etabs 2016, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/2003** suivantes :

## Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

---

$$\checkmark 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$\checkmark G + Q$$

$$\checkmark G + Q \pm E$$

$$\checkmark 0.8 \times G \pm E$$

RPA99/ 2003 (article 5.2)

### V.3.1.Ferraillage

#### V.3.1.1. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

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.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure, avec des crochets à  $90^\circ$ . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

#### V.3.1.2. Armatures transversales :RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min(h/4; 12\Phi_1)$  en zone nodale.
- $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de L'encastrement.

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés

## Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

### V.3.1.3. Dispositions constructives des portiques : (RPA 99/2003)

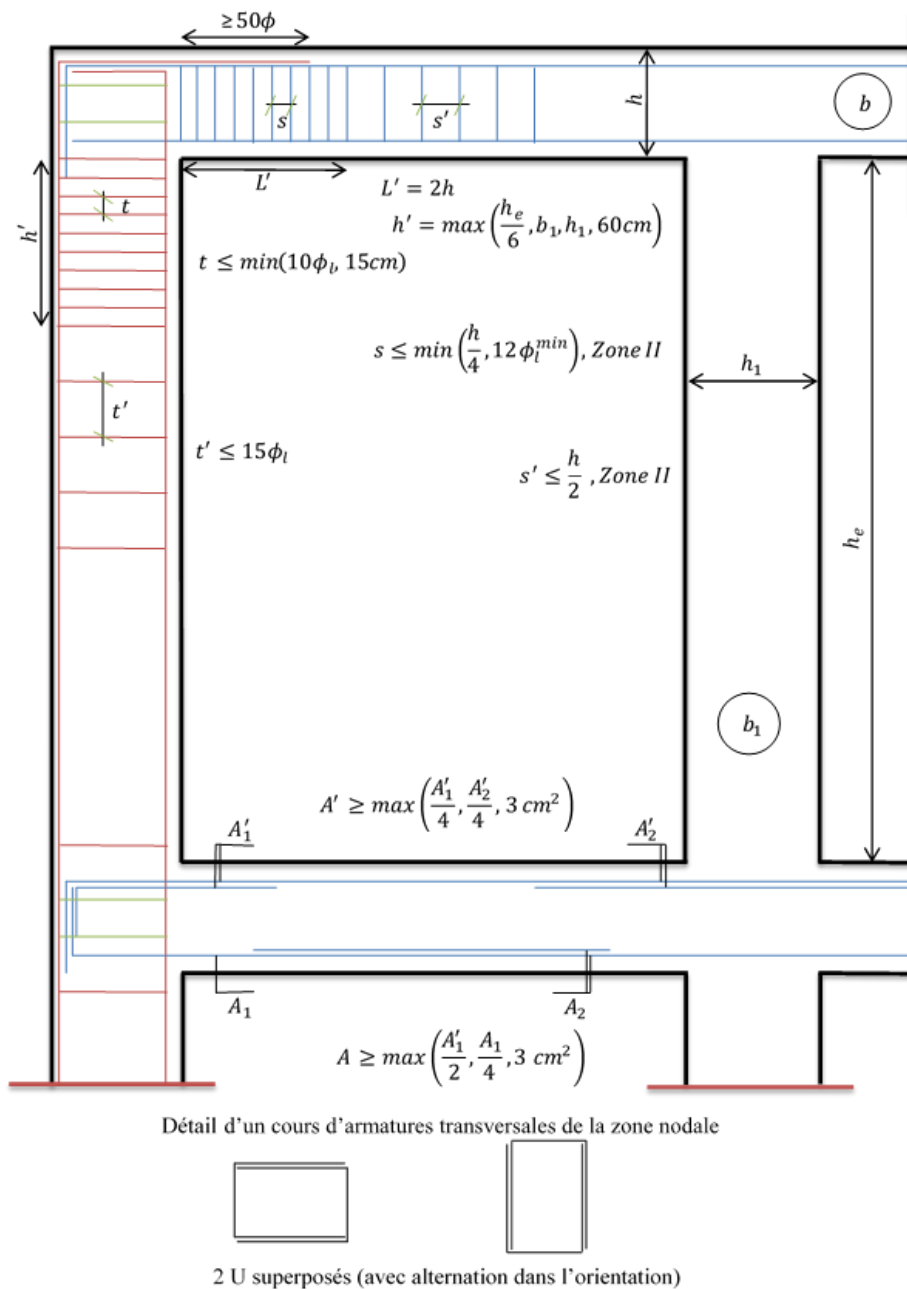


Figure V 4 Dispositions constructive des portiques

### V.3.1.4. Recommandation de BAEL 91/99

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

## Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

### V.3.1.5. Calcul du ferrailage :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée du plancher entre sol avec les sollicitations suivantes :

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

Tableau V 9 Ferrailages des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	M (KNm)	Vu	A calcul (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
Entre sol	principale	30×40	Appui	54,1465	149,4247	4.42	6	6.03	3HA16
			Travée	73,9827		6.16		7.16	2HA16+HA20
	secondaire	30×35	Appui	37,9182	42,8177	3.57	5.22	5.56	2HA16+HA14
			Travée	23,612		2.18		5.56	2HA16+HA14
RDC et Étages courants	principale	30×40	Appui	58,1547	132,6891	4.74	6	6.03	3HA16
			Travée	71,1268		5.91		6.03	3HA16
	secondaire	30×35	Appui	86,67	184,0272	8.77	5.22	9.42	3HA20
			Travée	92,1132		9.38		9.42	3HA20
Terrasse	principale	30×40	Appui	59,4856	115,7621	4.88	6	6.03	3HA16
			Travée	78,3097		6.56		7.16	2HA16+HA20
	secondaire	30×35	Appuis	47,9959	51,728	4.58	5.22	5.56	2HA16+HA14
			Travée	29,8943		2.78		5.56	2HA16+HA14

### V.3.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

#### V.3.1.6.1. Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

- ✓ En zone courante :  $A_{\max} = 4\%(b \times h) = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$
- ✓ En zone de recouvrement:  $A_{\max} = 6\%(b \times h) = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

#### V.3.1.6.2. Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \phi$  en zone IIa

$\phi = 20\text{mm}$      $L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm}$     on adopte  $L_r = 80\text{cm}$

$\phi = 16\text{mm}$      $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$     on adopte  $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$      $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$     on adopte  $L_r = 60\text{cm}$



## Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

### V.3.1.7. Les armatures transversales :

#### ✓ Calcul de $\Phi_t$ :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.4; 1.14; 3.0)cm$$

$$\phi_t \leq 1,4cm \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 8mm$$

Donc on opte pour  $A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$

Soit : **1 cadre + 1 étrier** de HA8 pour toutes les poutres

#### ✓ Calcul des espacements des armatures transversales :

- $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$  avec:

$$1) - S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40cm) \rightarrow S_{t1} = 33.3 \text{ cm}$$

$$2) - S_{t2} = \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \rightarrow S_{t1} = 67 \text{ cm}$$

$$3) - S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \rightarrow S_{t1} \leq 23.5 \text{ cm}$$

- Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \rightarrow \begin{cases} \text{Zone nodale: } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante: } S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

#### ✓ Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 2.01 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

### V.3.1.8. Vérification à l'ELU : BAEL91(Art F.IV.2)

#### ✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.34cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### ✓ Contrainte tangentielle maximale : BAEL91 (Art H.III.2)

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

Il faut vérifier que :

## Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

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

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible  $\rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V 10 Vérifications des contraintes tangentielles

Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ (MPa)	Observation
Principales	132,6891	1.20	3.33	Vérifiée
Secondaires	184,0272	1.92	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillements

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement : BAEL91 (Art H.IV.2)**

$$\text{Appuis de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots \dots \dots (2)$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V 11 Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	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
Principales	6.03	132,6891	58,1547	3.81	-1.21	Vérifiée
Secondaires	9.42	184,0272	86,67	5.29	-3.36	Vérifiée

### V.3.1.9. Vérifications ELS : BAEL91(Art E.III.1)

✓ **Etat limite de compression du béton :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15y(A_s + A_s') - 15(dA_s + d'A_s') = 0; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

## Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

Tableau V 12 Vérifications de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>Poutres principales</b>	Appuis	59,1871	12.22	73788.61	9.80	15	<b>Vérifiée</b>
	Travées	57,3701	12.22	73788.61	9.50	15	<b>Vérifiée</b>
<b>Poutres secondaires</b>	Appuis	79,5014	13.28	72937.34	14.47	15	<b>Vérifiée</b>
	Travées	69,9444	13.28	72937.34	12.73	15	<b>Vérifiée</b>

### ✓ Etat limite de déformation :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V 13 Vérification de la flèche pour les poutres

	$h_t$ (cm)	$b$ (cm)	$L$ (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
<b>PP</b>	40	30	5.30	6.03	0.075	0.075	0.005	0.01	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>
<b>PS</b>	35	30	4.60	9.42	0.076	0.075	0.009	0.01	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

### V.3.2. Schéma de ferrailage des poutres

On prend comme exemple une poutre principale d'entre sol

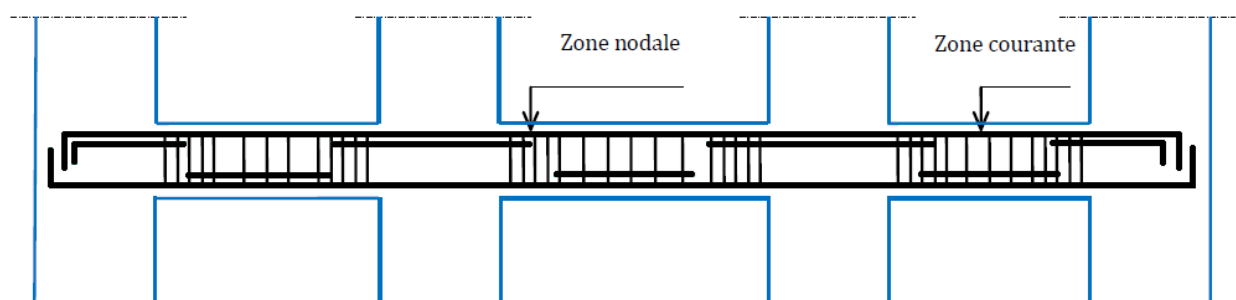


Tableau V 14 Schéma de ferrailage de la poutre principale

# Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau V 15 Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires

Entre sol		
	Appuis	Travée
<b>PP</b>	<p>3HA16 Étrier HA8 Cadre HA8 40cm 30cm 2HA16 HA20</p>	<p>3HA16 Étrier HA8 Cadre HA8 40cm 30cm 2HA16 HA20</p>
<b>PS</b>	<p>HA14 2HA16 Étrier HA8 Cadre HA8 35cm 30cm 2HA16 HA14</p>	<p>HA14 2HA16 Étrier HA8 Cadre HA8 35cm 30cm 2HA16 HA14</p>

# Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

RDC Etage courant		
	Appuis	Travée
<b>PP</b>	<p>3HA16 Étrier HA8 Cadre HA8 40cm 30cm 3HA16</p>	<p>3HA16 Étrier HA8 Cadre HA8 40cm 30cm 3HA16</p>
<b>PS</b>	<p>3HA20 Étrier HA8 Cadre HA8 35cm 30cm 3HA20</p>	<p>3HA20 Étrier HA8 Cadre HA8 35cm 30cm 3HA20</p>

Terrasse		
	Appuis	Travée
PP	<p>3HA16 Étrier HA8 Cadre HA8 40cm 30cm 3HA16</p>	<p>3HA16 Étrier HA8 Cadre HA8 40cm 30cm 2HA16 HA20</p>
PS	<p>HA14 2HA16 Étrier HA8 Cadre HA8 35cm 30cm 2HA16 HA14</p>	<p>HA14 2HA16 Étrier HA8 Cadre HA8 35cm 30cm 2HA16 HA14</p>

## Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

### V.3.3. 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 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

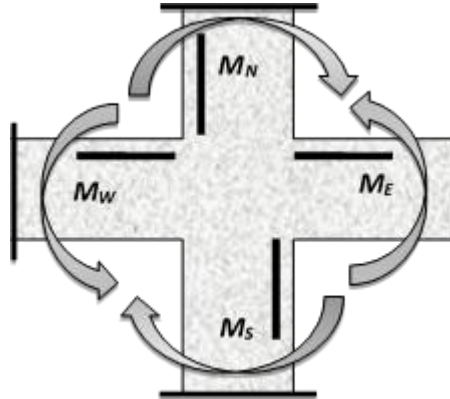


Figure Error! No text of specified style in document..6 Les moments résistant dans la zone nodale

#### V.3.3.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ des dimensions de la section du béton.
- ✓ de la quantité d'armatures dans la section.
- ✓ de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V 16 Les moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	MR (KN.m)
Sous-sol	75×75	69.5	45.74	1106.27
ETS 1 et 2	70×70	63	43.86	961.59
RDC et Etage 1	65×65	58.5	37.7	767.50
Etage 2 et 3	60×60	54	30.29	569.21
Etage 4 et 5	55×55	49.5	28.40	489.22
Etage 6 et 7	50×50	45	22.24	348.27
Etage 8 et 9	45×45	40.5	18.47	260.32
Etage 10	40×40	36	16.84	210.97

## Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

### V.3.3.2. Déterminations des moments résistant dans les poutres

$M_W$  et  $M_E$  sont les moments (en KN) calculés en fonction des aciers adoptés en appuis à gauche et à droite du nœud (face tendue de la poutre au niveau du nœud).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau de vérification des zones nodales. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Tableau V 17 Vérifications de la zone nodale

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
E.sol 2	961.59	1106.27	2067.86	75.54	75.54	188.85	Vérifiée
E.sol 1	961.59	961.59	1923.18	75.54	75.54	188.85	Vérifiée
RDC	767.50	961.59	1729.09	103.26	103.26	258.15	Vérifiée
Etage1	767.50	767.50	1535	103.26	103.26	258.15	Vérifiée
Etage2	569.21	767.50	1336.71	103.26	103.26	258.15	Vérifiée
Etage3	569.21	569.21	1138.42	103.26	103.26	258.15	Vérifiée
Etage4	489.22	569.21	1058.43	103.26	103.26	258.15	Vérifiée
Etage5	489.22	489.22	978.44	103.26	103.26	258.15	Vérifiée
Etage6	348.27	489.22	837.49	103.26	103.26	258.15	Vérifiée
Etage7	348.27	348.27	696.54	103.26	103.26	258.15	Vérifiée
Etage8	260.32	348.27	608.59	103.26	103.26	258.15	Vérifiée
Etage9	260.32	260.32	520.64	103.26	103.26	258.15	Vérifiée
Etage10	210.97	260.32	471.29	103.26	103.26	258.15	Vérifiée

### V.4. Etude des voiles :

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone **IIa** (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encasté à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

$$\text{-Voiles élancés : } \frac{h}{l} > 1.5 \quad \text{-Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1.5$$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.



## Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

---

### V.4.1. Recommandation du RPA 99/2003

#### V.4.1.1. Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$ 
  - $L_t$ : Longueur de la zone tendue.
  - $e$  : Épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $s_t < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

#### V.4.1.2. Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi_l$ .

#### V.4.1.3. Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par  $1m^2$  au moins.

#### V.4.1.4. Armatures 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1.4 \times V_u$$

#### V.4.1.5. Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- ✓ 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.
  - $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$  (Exception faite pour les zones d'about).
- ✓ L'espacement :  $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$ .
- ✓ 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 et possible.
  - $20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

## Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

### V.4.2. Calcul des sollicitations revenant aux voiles

Les sollicitations sont déterminées à partir de logiciel Etabs 2016 le tableau suivant illustre les sollicitations revenant aux voiles 'Vx1, Vx2, Vx3, Vy1, Vy2 :

Tableau V 18 Les sollicitations revenant aux voiles 'Vx1, Vx2, Vx3, Vy1, Vy2

Niveau	Voiles	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol	V <sub>x1</sub>	1137,797	-4,36	4,845	110,437	101,664	1,567
ETS 1et 2		1018,72	-4,232	-4,232	1018,72	116,363	1,68
RDC et Etage 1		780,53	-3,456	-3,456	780,53	32,037	2,761
Etage 2 et 3		604,706	-2,891	-2,891	604,706	70,121	2,655
Etage 4 et 5		449,179	-2,447	-2,447	449,179	67,587	2,321
Etage 6 et 7		305,434	-2,128	2,167	62,828	43,867	1,852
Etage 8 et 9		169,566	-2,114	2,173	40,332	26,162	1,619
Etage 10		34,914	-1,678	2,372	13,222	8,379	1,948

Niveau	Voiles	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol	V <sub>x2</sub>	1571,513	-0,558	-4,845	1122,398	101,664	1,567
ETS 1et 2		1263,499	-0,122	-4,232	1018,72	116,363	1,68
RDC et Etage 1		930,241	-0,428	-3,456	780,53	25,567	0,987
Etage 2 et 3		697,263	-0,364	-2,891	604,706	55,018	1,495

## Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

Etage 4 et 5		504,246	-0,405	-2,447	449,179	26,398	0,423
Etage 6 et 7		336,136	0,466	-2,167	303,64	17,877	-1,047
Etage 8 et 9		191,355	-1,604	-2,682	97,131	8,667	-1,962
Etage 10		109,398	-11,195	-11,195	-109,398	6,479	-5,31
<b>Niveau</b>	<b>Voiles</b>	<i>N<sub>max</sub> → M<sub>cor</sub></i>		<i>M<sub>max</sub> → N<sub>cor</sub></i>		<i>N<sub>min</sub> → M<sub>cor</sub></i>	
		<b>N(KN)</b>	<b>M(KN.m)</b>	<b>M(KN.m)</b>	<b>N(KN)</b>	<b>N(KN)</b>	<b>M(KN.m)</b>
Sous-sol	V <sub>x3</sub>	1371,498	-0,606	-6,845	759,541	63,729	-0,945
ETS 1et 2		1101,749	0,749	-8,001	706,478	256,365	-1,473
RDC et Etage 1		815,3	0,362	-8,322	549,122	297,176	3,126
Etage 2 et 3		634,412	-5,959	-12,073	424,598	249,297	6,98
Etage 4 et 5		460,93	1,453	-16,933	269,678	145,045	-2,598
Etage 6 et 7		269,978	2,27	-22,13	52,002	19,622	9,747
<b>Niveau</b>	<b>Voiles</b>	<i>N<sub>max</sub> → M<sub>cor</sub></i>		<i>M<sub>max</sub> → N<sub>cor</sub></i>		<i>N<sub>min</sub> → M<sub>cor</sub></i>	
		<b>N(KN)</b>	<b>M(KN.m)</b>	<b>M(KN.m)</b>	<b>N(KN)</b>	<b>N(KN)</b>	<b>M(KN.m)</b>
Sous-sol	V <sub>y1</sub>	2161,026	-0,726	-4,265	912,188	101,664	1,148
ETS 1et 2		1901,596	-1,564	-4,34	1133,933	116,363	1,361

## Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

RDC et Etage 1		1433,68	-1,049	-5,388	962,52	32,037	0,632
Etage 2 et 3		1156,638	-2,67	-7,425	786,246	70,121	0,582
Etage 4 et 5		906,117	-1,239	-9,413	599,436	67,587	0,234
Etage 6 et 7		656,121	-0,845	-11,484	397,547	48,937	0,116
Etage 8 et 9		384,596	-0,997	-10,136	277,234	30,373	0,182
Etage 10		109,185	7,08	-27,68	84,787	13,65	0,438
Niveau	Voiles	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol	V <sub>y2</sub>	805,729	-1,881	-7,256	652,379	257,272	-6,64
ETS 1et 2		993,154	0,517	19,814	237,686	101,713	-12,56
RDC et Etage 1		742,935	0,22	22,296	196,722	13,181	-14,444
Etage 2 et 3		598,091	0,693	25,205	140,342	31,913	-15,187
Etage 4 et 5		439,073	1,625	-28,358	128,464	62,52	-14,883
Etage 6 et 7		255,037	2,849	-42,616	33,643	27,384	-14,401

## Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

### V.4.3.Ferraillage

➤ Armatures verticales :

On remarque que N est un effort de compression dans tous les voiles et M est très petit

Sans même vérifié la condition ( $\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$ ) on sait préalablement que les deux contraintes ( $\sigma^+$ ) et ( $\sigma^-$ ) seront **Positif et notre section sera entièrement comprimé** ( $I = I_c$ )

Donc nos voiles n'ont pas besoin d'acier, on opte pour des aciers de constrictions

Avec :  $A_{\min} = 0.10\%(e \times I_c)$

Tableau V 19 Ferraillage des voiles

Niveau	Vx1	Vx2	Vx3	Vy1	Vy2
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×3.40	0.20×2.00	0.20×2.85	0.20×5.30	0.20×2.85
Section	Entièrement Comprimé	Entièrement Comprimé	Entièrement Comprimé	Entièrement Comprimé	Entièrement Comprimé
V <sup>max</sup> (KN)	2,235	12,426	11,236	15,361	25,543
$\bar{V}$ (KN)	3.129	17.40	15.73	21.51	35.76
$\tau$ (MPa)	0.05	0.03	0.03	0.02	0.06
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.8	4	5.7	10.6	5.7
A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )/ face	9.42	5.50	7.87	15.71	7.87
Barres par face	<b>12HA10</b>	<b>7HA10</b>	<b>10HA10</b>	<b>20HA10</b>	<b>10HA10</b>
S <sub>t</sub> (cm)	30	30	30	30	30
Zone extrême L/10 (m)	0.34	0.2	0.28	0.53	0.28
S <sub>t</sub> /2(cm)	15	15	15	15	15
A <sub>h</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A <sub>h</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
Barres par Plan	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20

#### V.4.3.1. Schéma de ferraillage

On prend comme exemple le voile Vy1:

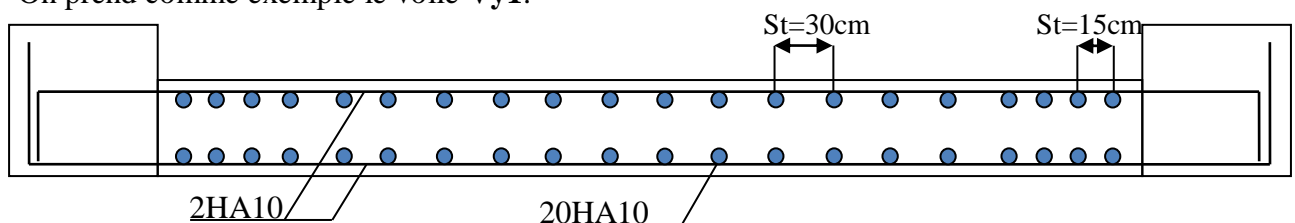


Figure V 5 Ferraillage du voile Vy1

### V.4.4. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferraillements obtenus par le logiciel de calcul (**Etabs 2016**) ainsi que le ferraillement minimum édicté par le **RPA 99/ 2003**.

Il est noté que le ferraillement minimum du **RPA** est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. Les ferraillements adoptés respectent les recommandations du **RPA** et le **BAEL**.

On note aussi que la présence des voiles dans notre structure n'est pas très pertinent, selon les résultats obtenue jusqu'ici notre portique présente un bon comportement vis-à-vis les différents chargements qui subie.

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





# Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

---

## VI.1. Introduction

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- ✓ Un effort normal.
- ✓ Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- ✓ Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

## VI.2. Choix du type de fondation

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 1/10 de la hauteur de bâtiment de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible  $\sigma_{sol} = 1.6 \text{ bars}$ .

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

- ✓  $G + Q \pm E$
- ✓  $0.8G \pm E$       **RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)**

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$ , avec : N : Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

### VI.3. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ( $a \times a$ ) d'où les semelles sont carrées

( $A \times A$ ).

La vérification à faire :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée :

$N_{sup}$  : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELU ; obtenu par Etabs 2016.

$N_{inf}$  : Le poids estimé de la semelle.

$S$  : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

$$\begin{cases} N_{sup} = 4032,1579 \text{ KN} \\ N_{inf} = 25 \times 0,45 \times 1,5 \times 1,5 = 25,31 \text{ KN} \end{cases}$$

$$N = N_{sup} + N_{inf} = 4057,48 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 1,6 \text{ bars}$$

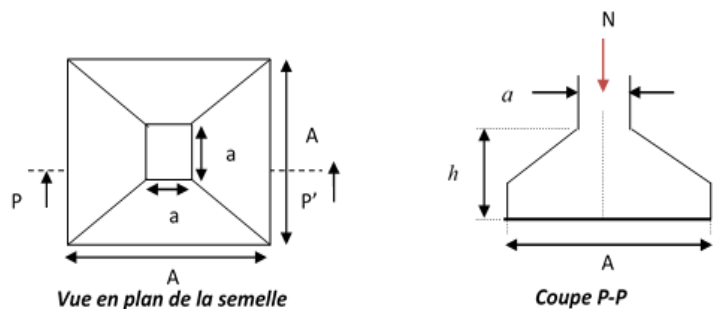


Figure VI 1 Schéma d'une semelle

On a choisi deux poteaux de section ( $75 \times 75$ ) dans la structure où la distance entre eux est de 3.4 m dans le sens (x-x)

$$A \geq \sqrt{\frac{a \times N}{a \times \sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,75 \times 4057,48}{0,75 \times 160}} = 5,04 \text{ m}$$

On remarque qu'il y aura un chevauchement entre les semelles isolées sous les poteaux dans le sens (x-x) et le sens (y-y). donc ce choix ne convient pas. On doit vérifier les semelles filantes.

### VI.4. Vérification des semelles filantes

Choissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 5 poteaux.

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$\begin{cases} N_1 = 3997,9042 \text{ KN} \\ N_2 = 3013,31 \text{ KN} \\ N_3 = 1893,1973 \text{ KN} \\ N_4 = 1811,957 \text{ KN} \\ N_5 = 3760,3689 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \sum N_i = 14476,74 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{14476,74}{160 \times 21} = 4,31 \text{ m}$$

La distance existante entre les axes de deux portiques parallèles est inférieure a B, on constate alors qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

**Donc on doit passer à un radier général.**

# Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

## VI.5. Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Les charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

### VI.5.1. Pré dimensionnement

#### VI.5.1.1. La condition de coffrage

✓ **Nervure:**  $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{530}{10} = 53 \text{ cm} \rightarrow h_t = 55 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$

✓ **Dalle :**  $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{530}{20} = 26.5 \text{ cm} \rightarrow h_r = 45 \text{ cm}$

$L_{max} = 5.3 \text{ m}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$h_t$  : Hauteur de la nervure.

$h_r$  : Hauteur du radier.

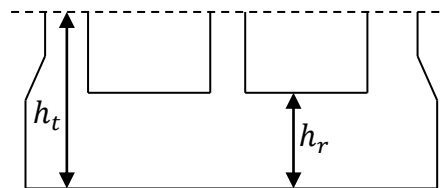


Figure VI 2 Dimensions du radier

#### VI.5.1.2. La condition de rigidité

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max} \quad \text{Avec: } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \quad \text{et: } \begin{cases} E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2 \\ K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3 \end{cases}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$E$ : Module d'élasticité du béton.

$I$ : Inertie de la section du radier.

$K$ : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen

$b$ : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a:

$$I = \frac{a \times b^3}{12} \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \rightarrow h \geq 0.741 \text{ m} \dots \dots \dots (2)$$

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

A partir des deux conditions (1) et(2) on adopte pour les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} E = h_t = 75\text{cm} & (\text{hauteur de la nervure}) \\ K = h_r = 45\text{cm} & (\text{hauteur du radier}) \end{cases}$$

### VI.5.1.3. Calcul du Poids

$N_{ser}$  : L'effort de service de la structure.

$$N_{ser} = 72317,9177 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 451.98 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} \geq 451.98 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment } S_{bat} = L_x \times L_y = 21 \times 22.2 = 466.2 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc on prend : } S_{radier} = 466.2 \text{ m}^2$$

### VI.5.2. Les Vérifications nécessaires

#### VI.5.2.1. Vérification au poinçonnement

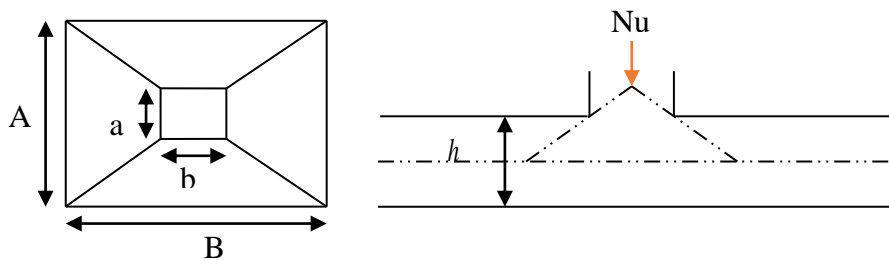


Figure VI 3Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que :

$$N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Art A. 5.2, 42)}$$

$N_U$  : L'effort normal sur le poteau.

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

$$\text{On a : } a = b \rightarrow A = B = 0.75 + 0.75 = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{On trouve : } U_c = 6 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } N_U \leq 0.045 \times 6 \times 0.75 \times \frac{25}{1.15} = 4402.17 \text{ KN}$$

$$N_U = 4057.48 < 4402.17 \text{ KN} \rightarrow \text{Pas risque au poinçonnement}$$

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

### VI.5.2.2. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1)}.$$

On considère une bande de  $b = 1 \text{ m}$ , de longueur  $d = 0.9 \times h_t = 0.675 \text{ m}$ .

$$V_U = \frac{N_U \times L_{\max}}{2 \times S} = \frac{99095,2701 \times 5.3}{2 \times 466.2} = 563.28 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{563.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.675} = 0.83 < 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_U = 0.83 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$  Pas de risque de rupture par cisaillement

### VI.5.2.3. Vérification des contraintes dans le sol :DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 a)

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad \text{Avec : } \sigma_{(\text{max},\text{min})} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$$

Il faut vérifier que :

**N**: L'effort normal dû aux charges verticales.

**M<sub>y</sub>, M<sub>x</sub>**: Moments sismiques à la base tirée du logiciel Etabs 2016

On trouve :

$$\begin{cases} X_G = 13.02 \text{ m} ; I_{xx} = 17497.7 \text{ m}^4 \\ Y_G = 11.62 \text{ m} ; I_{yy} = 26750.7 \text{ m}^4 \\ S = 466.2 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Dans le sens x-x : } \begin{cases} N = 49813.97 \text{ KN} \\ M_x = 56194,3036 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\sigma_{(\text{max})} = \frac{49813.97 \times 10^{-3}}{466.2} + \frac{56194,3036 \times 10^{-3}}{17497.7} \times 11.62 = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{(\text{min})} = \frac{49813.97 \times 10^{-3}}{466.2} - \frac{56194,3036 \times 10^{-3}}{17497.7} \times 11.62 = 0.070 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 0.12 \text{ MPa}$$

$\sigma_{\text{moy}} = 0.12 \text{ MPa} < 0.16 \text{ MPa} \rightarrow$  La contrainte est vérifiée dans le sens x - x

$$\checkmark \text{ Dans le sens y-y : } \begin{cases} N = 49813.97 \text{ KN} \\ M_y = 52295,0481 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

$$\sigma_{(\max)} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{(\min)} = 0.084 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.12 \text{ MPa} < 0.16 \text{ MPa} \rightarrow \text{La contrainte est vérifiée dans le sens } y - y$$

### VI.5.2.4. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement:

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

✓ Dans le sens x-x :

$$e = \frac{56194,3036}{49813,97} = 1.13 \text{ m} < \frac{22.2}{4} = 5.55 \text{ m} \text{ (Vérifiée)}$$

✓ Dans le sens y-y :

$$e = \frac{52295,0481}{49813,97} = 1.05 \text{ m} < \frac{21}{4} = 5.25 \text{ m} \text{ (Vérifiée)}$$

→ Pas risque au renversement dans les deux sens.

### VI.5.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier

$$G_0 = \rho \times h_r = 25 \times 0.45 = 11.25 \text{ KN/m}^2$$

$$l_x = 4.8 \text{ m}, l_y = 5 \text{ m}$$

#### VI.5.3.1. Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + 1.35 G_0 = \frac{99095,2701}{466.2} + 1.35 \times 11.25 = 227.75 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + G_0 = \frac{49813,97}{466.2} + 11.25 = 118.10 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

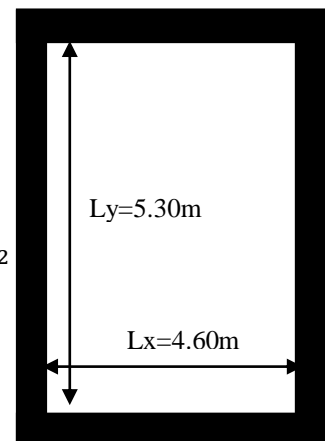


Figure VI 4 Panneau de dalle du radier

$$\rho = \frac{4.6}{5.3} = 0.87 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

➤ Calcul des moments

$$\begin{cases} M_0^X = \mu_X \times q_U \times L_X^2 \\ M_0^Y = \mu_Y \times M_0^X \end{cases}$$

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

D'après le tableau de l'annexe (2) on a : ELU: 
$$\begin{cases} \vartheta = 0 \\ \rho = 0.87 \\ \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases} \quad \text{ELS:} \begin{cases} \vartheta = 0.2 \\ \rho = 0.87 \\ \mu_x = 0.0556 \\ \mu_y = 0.8074 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{aligned} \text{ELU:} & \begin{cases} M_0^X = 0.0486 \times 227.75 \times 4.6^2 \\ M_0^Y = 0.7244 \times 234.21 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_0^X = 234.21 \text{ KN.m} \\ M_0^Y = 169.66 \text{ KN.m} \end{cases} \\ \text{ELS:} & \begin{cases} M_0^X = 0.0556 \times 118.10 \times 4.6^2 \\ M_0^Y = 0.8074 \times 138.94 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_0^X = 138.94 \text{ KN.m} \\ M_0^Y = 112.18 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

### ➤ Calcul des moments corrigés :

#### ✓ En travée

$$\text{ELU:} \begin{cases} M_t^X = 0.85 \times (234.21) \\ M_t^Y = 0.85 \times (169.66) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^X = 199.08 \text{ KN.m} \\ M_t^Y = 144.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS:} \begin{cases} M_t^X = 0.85 \times (138.94) \\ M_t^Y = 0.85 \times (112.18) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^X = 118.10 \text{ KN.m} \\ M_t^Y = 95.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ✓ En appuis

$$\text{ELU: } M_a^X = M_a^Y = -0.5 \times (234.21) \rightarrow M_a^X = M_a^Y = -117.11 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_a^X = M_a^Y = -0.5 \times (138.94) \rightarrow M_a^X = M_a^Y = -69.47 \text{ KN.m}$$

### ➤ Ferrailage

Le ferrailage se fera à la flexion simple pour une bande de largeur 1m et d'épaisseur  $h_r = 45\text{cm}$ , les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous : avec: ( $d = 0.9 \times h_r$ )

Tableau VI 1 Ferrailage du radier en travée et en appuis

En travée					
Sens	$M_t(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculée} (\text{cm}^2/\text{ml})$
x-x	119.08	0.050	0.064	0.400	8.55
y-y	144.21	0.049	0.063	0.400	10.44
En appuis					
Sens	$M_a(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculée} (\text{cm}^2/\text{ml})$
x-x/ y-y	-117.11	0.049	0.063	0.400	8.41

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

### ➤ Condition de non fragilité

#### ✓ En travée

Sens x-x :

$$A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times h_r = \frac{8 \times 10^{-4}}{2} \times (3 - 0.86) \times 100 \times 45 = 3.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$
$$A_{\min} = 3.85 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\text{calc}} \text{ (Vérifiée)}$$

Sens y-y

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_r = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 45 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 3.6 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\text{calc}} \text{ (Vérifiée)}$$

#### ✓ En appuis

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe} = 0,23 \times 100 \times 41 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 4.95 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\text{calc}} \text{ (Vérifiée)}$$

On opte pour une section de ferrailage:

$$\checkmark \text{ En travée : } \begin{cases} \text{Sens x - x : 5HA16} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{Sens y - y : 6HA16} = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ En appuis : Sens x-x/y-y : 5HA16} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### ➤ Espacement des barres

$$\text{travée} \begin{cases} \text{Sens x - x : on opte pour } St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h_r, 33\text{cm}) \\ \text{Sens y - y : on opte pour } St = 16.6 \text{ cm} \leq \min(4h_r, 45\text{cm}) \end{cases}$$

$$\text{Appui} \begin{cases} \text{Sens x - x : on opte pour } St = 20 \text{ cm} \leq \min(4h_r, 45\text{cm}) \\ \text{Sens y - y : on opte pour } St = 20 \text{ cm} \leq \min(4h_r, 45\text{cm}) \end{cases}$$

### ➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07fc28}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} V_u^X = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{227.75 \times 4.6}{2} \times \frac{5.3^4}{4.6^4 + 5.3^4} \\ V_u^Y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{118.10 \times 5.3}{2} \times \frac{4.6^4}{4.6^4 + 5.3^4} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_u^X = 334.19 \text{ KN} \\ V_u^Y = 113.30 \text{ KN} \end{cases}$$



## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Sens x-x:

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{334.19}{1 \times 0.41} \times 10^{-3} = \mathbf{0.82 \text{ MPa}} \quad \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = \mathbf{1.16 \text{ MPa}}$$

Sens y-y:

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{113.30}{1 \times 0.41} \times 10^{-3} = \mathbf{0.28 \text{ MPa}} \quad \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = \mathbf{1.16 \text{ MPa}}$$

→ pas de risque de cisaillement suivant les deux sens

### ➤ Vérification des contraintes

Après tout les calculs faits, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Tableau VI 2 Vérification des contraintes en travée

	Sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Obs	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Obs
Travée	x-x	118.10	9.71	178110. 53	6.44	15	Vérifiée	311.21	201.64	Non Vérifiée
	y-y	95.35	10.50	206869. 73	4.84	15	Vérifiée	210.87	201.64	Non Vérifiée
Appui	xx/yy	-69.47	9.71	178110. 53	3.79	15	Vérifiée	183.06	201.64	Vérifiée

On remarque que σ<sub>s</sub> > σ̄<sub>s</sub> au niveau de la travée, on recalcule donc la section de ferrillage à l'ELS :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha[0, 1] ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Tableau VI 3 Ferrillage du radier en travée à L'ELS

Sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	β	α	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
x-x	118.10	0.004	0.346	16.15	6HA20=18.85
y-y	95.35	0.003	0.300	12.81	8HA16=16.08

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

### ➤ Espacement des barres

En travée :  $\begin{cases} \text{Sens } x - x : \text{ on opte pour } St = 16.6 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) \\ \text{Sens } y - y : \text{ on opte pour } St = 12.5 \text{ cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) \end{cases}$

### ➤ Schéma de ferrailage de radier

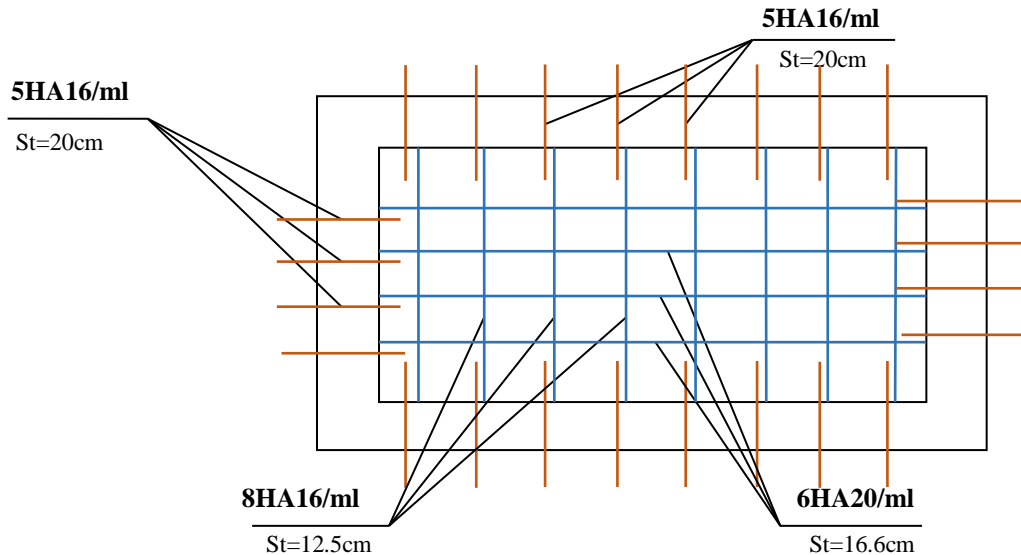


Figure VI 5 Schéma de ferrailage de radier

### VI.5.4. 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, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

$P_m$  : Charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

$P_v$  : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$	$P_m = \frac{2ql_x}{3}$
$P_v = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P_v = \frac{1ql_x}{2}$

Avec :  $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$ ,  $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$  et :  $\begin{cases} q_u = 227.75 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 118.10 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

# Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

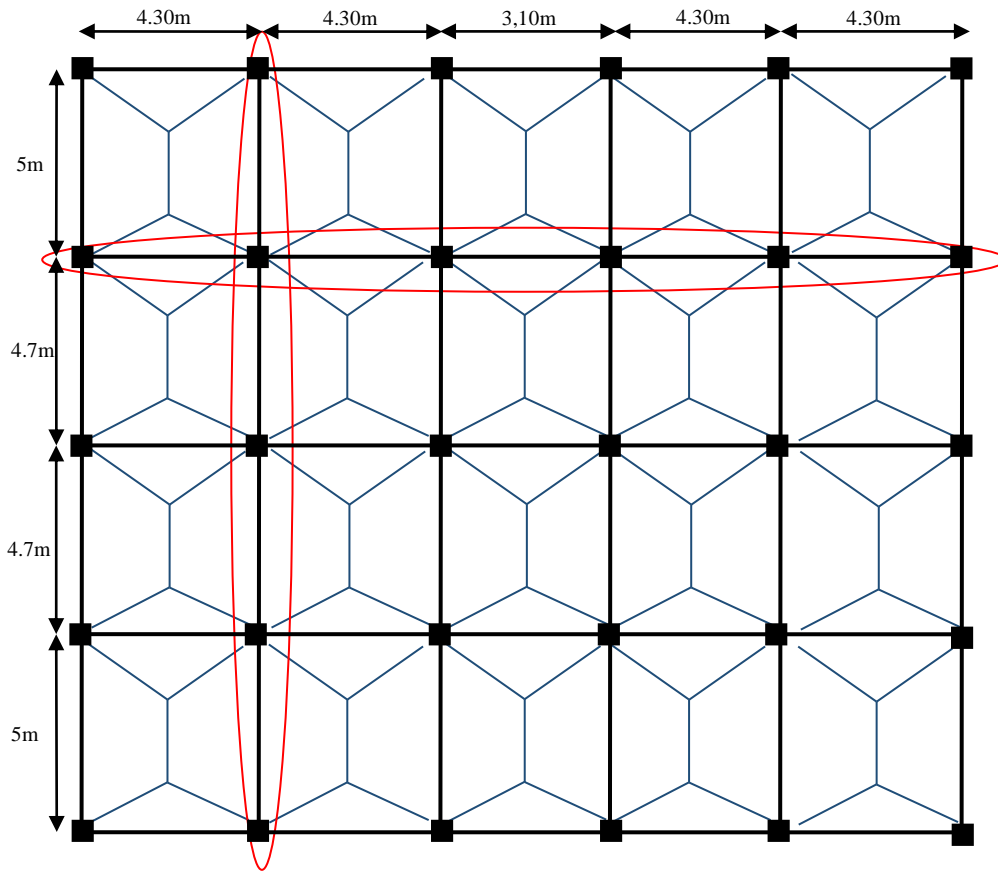


Figure VI 6 Schéma de rupture des dalles du radier

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens :

✓ Sens X-X :

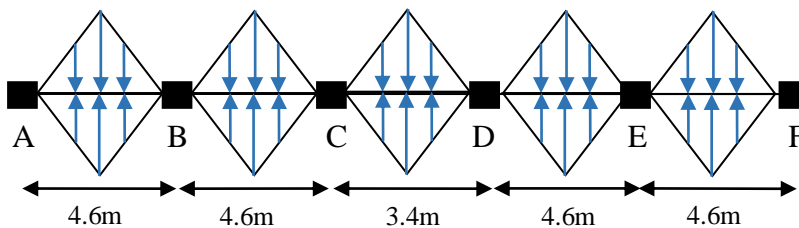


Figure VI 7 Schéma des nervures dans le sens x-x

✓ Sens Y-Y:

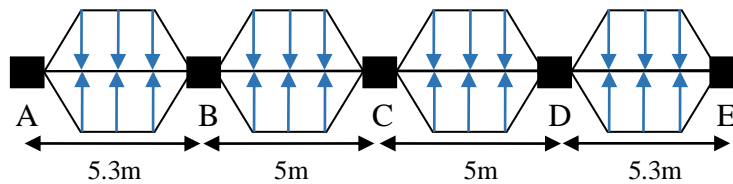


Figure VI 8 Schéma des nervures dans le sens y-y

# Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

## VI.5.4.1. Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

↳ **Moments aux appuis :**

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

↳ **Moment en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$ : moments sur appuis gauche et droit respectivement

➤ **Sens x-x :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI 4 Sollicitations des nervures dans le sens x-x

	Travée	l <sub>x</sub> (m)	P <sub>m</sub> (KN/m)	l' <sub>x</sub> (m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		x (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
					M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>			
<b>E L U</b>	<b>A-B</b>	4.3	652.88	4.3	0	-1192.97	1.72	1451.38	974.19
	<b>B-C</b>	4.3	652.88	3.44	-1192.97	-670.84	1.96	948.47	51.47
	<b>C-D</b>	3.1	470.68	2.48	-670.84	-670.84	1.24	361.86	-308.98
	<b>D-E</b>	4.3	652.88	3.44	-670.84	-1192.97	1.48	948.47	51.47
	<b>E-F</b>	4.3	652.88	4.3	-1192.97	0	2.58	1451.38	974.19
<b>E L S</b>	<b>A-B</b>	4.3	338.55	4.3	0	-618.61	1.72	751.17	503.91
	<b>B-C</b>	4.3	338.55	3.44	-618.61	-347.86	1.96	491.83	26.70
	<b>C-D</b>	3.1	244.07	2.48	-347.86	-347.86	1.24	187.64	-160.22
	<b>D-E</b>	4.3	338.55	3.44	-347.86	-618.61	1.48	491.83	26.70
	<b>E-F</b>	4.3	338.55	4.3	-618.61	0	2.58	751.17	503.91

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

### ➤ Sens y-y :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI 5 Sollicitations des nervures dans le sens y-y

	Travée	L <sub>x</sub> (m)	ρ	P <sub>m</sub> (KN/m)	L <sub>y</sub> (m)	I' <sub>y</sub> (m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		x (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
							M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>			
E L U	A-B	4.3	0.86	737.89	5	5	0	-2170.26	1.91	2177.47	1348.43
	B-C	4.3	0.91	709	4.7	3.76	-1744.89	-1179.24	2.09	1237.31	-193.16
	C-D	4.3	0.91	709	4.7	3.76	-1179.24	-1744.89	1.67	1237.31	-193.16
	D-E	4.3	0.86	737.89	5	5	-2170.26	0	3.09	2177.47	1348.43
E L S	A-B	4.3	0.86	382.63	5	5	0	-1125.38	1.91	1129.12	699.22
	B-C	4.3	0.91	367.65	4.7	3.76	-904.81	-667.55	2.09	641.60	-131.32
	C-D	4.3	0.91	367.65	4.7	3.76	-667.55	-904.81	1.67	641.60	-131.32
	D-E	4.3	0.86	382.63	5	5	-1125.38	0	3.09	1129.12	699.22

### VI.5.4.2. Ferrailage de la nervure

$$h_t = 0.75\text{m}, h_r = 0.45\text{m}, b_0 = 0.60\text{m}, d = 0.72\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{lx}{2}, \frac{ly}{10}\right) \rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.6}{2}, \frac{5.3}{10}\right)$$

Soit:  $b_1 = 46 \text{ cm}$

Donc :  $b = b_1 \times 2 + b_0$

→  $b = 152 \text{ cm}$

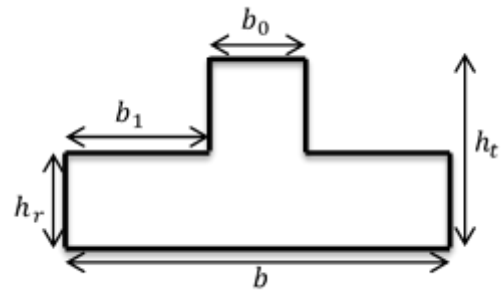


Figure VI 9 Section de la nervure a ferraille

Le moment équilibré par la table :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 1,52 \times 0,45 \times \left(0,72 - \frac{0,45}{2}\right) \times 10^{-3} = 4807.83 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{max} = 501.65 < M_{tu} = 4934.36$$

L'axe neutre passe par la table de compression: calcul d'une section rectangulaire (b×h)

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

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

✓ Sens x-x :

Tableau VI 6 Ferrailage de la nervure sens x-x

Sens	Localisation	$M_u$ (KNm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
X-X	Travée	974.19	41.72	13.21	43.78	7HA25+3HA20
	Appui	-1192.97	50.49		55.92	5HA32+5HA20

✓ Sens y-y :

Tableau VI 7 Ferrailage de la nervure sens y-y

Sens	Localisation	$M_u$ (KNm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
Y-Y	Travée	1348.43	57.58	13.21	64.75	5HA32+5HA25
	Appui	-2170.26	97.14		104.96	10HA32+5HA25

➤ Vérifications :

A P'ELU :

• Vérification de l'effort tranchant :

$$V_g = \frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} ; V_d = -\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI 8 Vérification de l'effort tranchant dans les nervures

Sens	$P_V^{\max}$ (KN/m)	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens x-x	489.66	1330.20	1.22	2.5	Vérifiée
Sens y-y	649.09	2056.77	1.88	2.5	Vérifiée

A P'ELS :

• État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI 9 Vérification des contraintes dans la nervure

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Observation
x-x	travée	503.91	20.99	2177300.60	4.86	15	177.08	201.63	Vérifiée
	appui	-618.61	23.21	2630234.94	5.46	15	172.13	201.63	Vérifiée
y-y	travée	699.22	24.61	2936436.64	5.86	15	169.27	201.63	Vérifiée
	appui	-1125.38	29.63	4144395.19	8.04	15	172.58	201.63	Vérifiée

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(21.42; 60; 25) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 21.42 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit 5HA8=2.51 cm<sup>2</sup>(cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

$$1) S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(64.8; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{2.51 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.60} \rightarrow S_t \leq 41.83 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 2.51 \times 10^{-4} \times 400}{0.60 \times (1.88 - 0.3 \times 2.1)} \rightarrow S_t \leq 10.71 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Armatures de peau :**

La hauteur des nervures est h = 75cm, dans ce cas le **CBA (Article A.7.3)** préconise de mettre des armatures de peau de section Ap = 3 cm<sup>2</sup>/ml de hauteur.

$$\text{Pour } h = 75 \text{ cm, On a : } A_p = 3 \times 0.75 = 2.25 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On opte pour : } 2\text{HA14} = 3.08 \text{ cm}^2/\text{face}$$

# Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

## ↳ Schéma de ferrailage :

Tableau VI 10 Schéma de ferrailage des nervures

<b>Schémas de ferrillages des nervures</b>	
<b>Sens X-X</b>	
<b>Travée</b>	<b>Appui</b>
<p style="text-align: center;">(75 × 152)cm<sup>2</sup></p>	<p style="text-align: center;">(75 × 152)cm<sup>2</sup></p>
<b>Sens Y-Y</b>	
<b>Travée</b>	<b>Appui</b>
<p style="text-align: center;">(75 × 152)cm<sup>2</sup></p>	<p style="text-align: center;">(75 × 152)cm<sup>2</sup></p>



## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

---

### VI.6. Voile périphérique

Selon le *RPA99*, les ossatures au dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm ;
- Il doit contenir deux nappes d'armatures ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens ;
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

#### VI.6.1. Dimensionnement des voiles

La hauteur :  $h=2,97$  m ; La longueur :  $L=5,00$  m ; L'épaisseur :  $e=20$  cm

✓ **Caractéristiques du sol :**

Le poids spécifique  $\gamma_h = 17,5 \text{ KN} / \text{m}^3$  ; L'angle de frottement  $\phi = 25^\circ$  ; La cohésion  $c=0 \text{ KN} / \text{m}^2$

#### VI.6.2. Evaluation des charges et surcharges

✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 2.97 \times 17.5 \times \text{tg}^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right)$$

$$G = 21.09 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Surcharge accidentelle :**  $q= 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 10 \times \text{tg}^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right)$$

$$Q = 4.06 \text{ KN/m}^2$$

#### VI.6.3. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée , l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations.

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

### a) A L'ELU

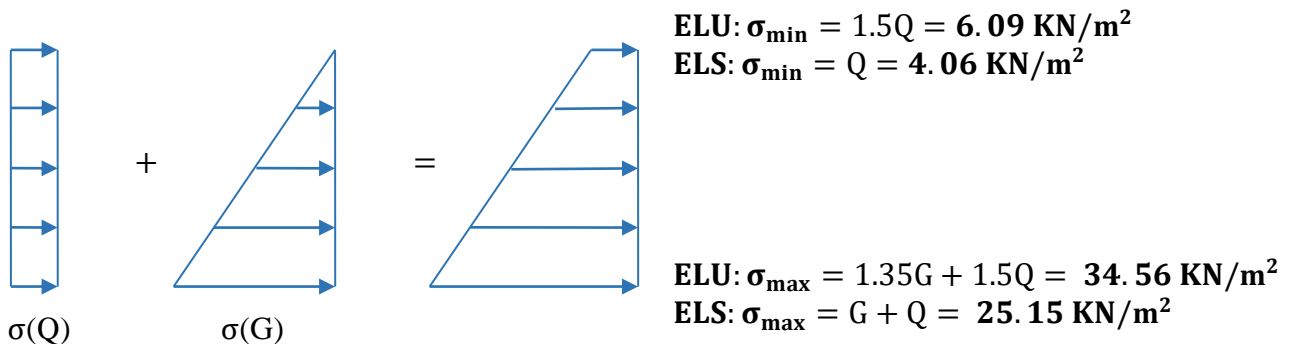


Figure VI 10 Répartition des contraintes sur le voile périphérique

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } \sigma_{\text{moy}} = 27.44 \text{ KN/m}^2 \\ \text{ELS: } \sigma_{\text{moy}} = 19.88 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau :

$$\begin{cases} L_x = 2.67 \text{ m} \\ L_y = 5 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Avec: } \begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \rho = 0.59 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

#### ➤ Calcul des moments

$$\begin{cases} M_0^X = \mu_x \times q_U \times L_x^2 \\ M_0^Y = \mu_y \times M_0^X \end{cases}$$

D'après le tableau de l'annexe (2) on a : ELU:  $\begin{cases} \vartheta = 0 \\ \rho = 0.87 \\ \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0.2822 \end{cases}$  ELS:  $\begin{cases} \vartheta = 0.2 \\ \rho = 0.87 \\ \mu_x = 0.0884 \\ \mu_y = 0.4565 \end{cases}$

Donc :

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_0^X = 0.0836 \times 27.44 \times 2.67^2 \\ M_0^Y = 0.2822 \times 16.35 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_0^X = 16.35 \text{ KN.m} \\ M_0^Y = 04.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_0^X = 0.0884 \times 19.88 \times 2.67^2 \\ M_0^Y = 0.4565 \times 12.53 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_0^X = 12.53 \text{ KN.m} \\ M_0^Y = 05.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ➤ Calcul des moments corrigés :

##### ✓ En travée

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t^X = 0.85 \times (16.35) \\ M_t^Y = 0.85 \times (04.61) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^X = 13.90 \text{ KN.m} \\ M_t^Y = 03.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_t^X = 0.85 \times (12.53) \\ M_t^Y = 0.85 \times (05.72) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^X = 10.65 \text{ KN.m} \\ M_t^Y = 04.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

##### ✓ En appuis

$$\text{ELU: } M_a^X = M_a^Y = -0.5 \times (16.35) \rightarrow M_a^X = M_a^Y = -08.17 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_a^X = M_a^Y = -0.5 \times (12.53) \rightarrow M_a^X = M_a^Y = -06.26 \text{ KN.m}$$

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

### ➤ Ferrailage

les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Avec :  $A_{\min} = 0.1\%(b \times h)$

Tableau VI 11 Ferrailage du radier en travée et en appuis

En travée							
Sens	$M_t(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{\text{calc}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\text{min}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
x-x	16.35	0.036	0.045	0.177	2.65	2	4HA10=3.14
y-y	12.53	0.027	0.034	0.178	2.02	2	4HA10=3.14
En appuis							
Sens	$M_a(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{\text{calc}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\text{min}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
x-x/ y-y	-08.17	0.018	0.023	0.178	1.32	2	4HA10=3.14

### ➤ Espacement des barres

{ Sens x - x : on opte pour  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2e, 25\text{cm})$   
 { Sens y - y : on opte pour  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm})$

### ➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{v}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07fc28}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} V_u^X = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{27.44 \times 2.67}{2} \times \frac{5^4}{2.67^4 + 5^4} \\ V_u^Y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{27.44 \times 5}{2} \times \frac{2.67^4}{2.67^4 + 5^4} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_u^X = 33.87 \text{ KN} \\ V_u^Y = 05.16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{33.87}{1 \times 0.18} \times 10^{-3} = 0.19 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

→ pas de risque de cisaillement

# Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

## ➤ Vérification des contraintes

Après tout les calculs faits, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Tableau VI 12 Vérification des contraintes en travée

	Sens	$M_t$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	10.65	3.14	3.67	11319.63	3.21	15	28.31	201.64	Vérifiée
	y-y	04.86	3.14	3.67	11319.63	1.46	15	21.93	201.64	Vérifiée
Appui	xx/yy	-06.26	3.14	3.67	11319.63	1.89	15	28.30	201.64	Vérifiée

### VI.6.4. Schéma de ferrailage du voile périphérique

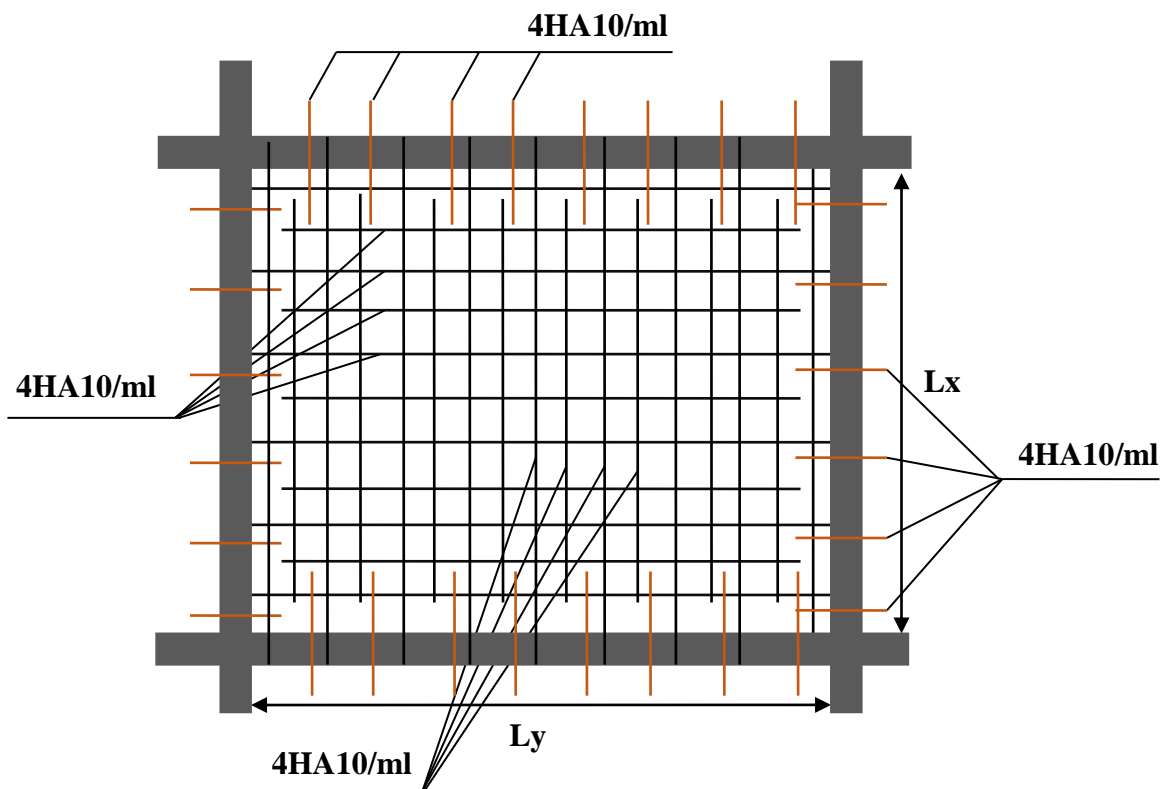


Figure VI 11 Schéma de ferrailage du voile périphérique

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

---

### VI.7. 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 passé 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 radie



# Conclusion générale

---

Aux but d'une bonne conception parasismique au moindre coût, une analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des références de base pour le calcul en béton armé, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériennes.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

- 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 déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta) Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux,.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une utilisation de matériaux de moindre peut causer l'effondrement de la construction.

En outre, l'économie est un facteur très important qu'il faut prendre en compte dans le choix de section des éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les minimums requis par le règlement en vigueur.

# *Bibliographie*

---

- Règles Parasismiques Algérien, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91). Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2), Edition CGS, Octobre1988.
- Logiciel d'analyse des structures ETABS version 2016.
- mémoires de fin d'étude.



## 8. CONCLUSIONS

Le site destiné pour la réalisation d'une promotion immobilière à AMAADEN OUADA à Oued Ghir est situé sur un terrain légèrement penté, Il est limité en amont par une route, de coté par un thalweg et tout autour par des terrains vagues.

La lithologie de site est constituée par une couverture végétale, des formations de pente composées par des argiles gravelo-caillouteuses avec passages de blocs gréseux.

Cette lithologie révélée par les sondages carottés montre une hétérogénéité verticale et horizontale des terrains sur le plan distribution des fractions granulaires et fines

Compte-tenu de la nature lithologique du terrain et des résultats des essais pénétrometriques, et les résultats des essais au laboratoire, nous vous recommandons des fondations superficielles, qu'il y a lieu d'ancrer à partir de **1.80m** de profondeur et de prendre une contrainte admissible **Qadm = 1.60 Bars.**

Le site d'étude est situé sur un versant légèrement penté, délimité par un thalweg d'où il y'a lieu de protéger le site contre les phénomènes de ravinement, effet de sape et d'érosion pouvant être causés par les ruissellements diffus des eaux pluviales

Afin d'assurer la stabilité du site il y'a lieu d'effectuer :

- Un drainage des eaux superficielles.
- Une protection et aménagement du thalweg
- Protection des talus par des dispositifs de confortement

La région de Bejaia est classée selon les recommandations du CGS(2003) en zone de sismicité moyenne IIa, d'où il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de la région dans le calcul de structures en béton armé.

Les analyses chimiques montrent que ces sols présentent une faible agressivité pour le béton de l'infrastructure

**Ingénieur charge de l'étude**

**A.DJOUDER**



**Le Directeur**



*Annexes :*

# ANEXE 1

---

Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

# ANEXE 2

## Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

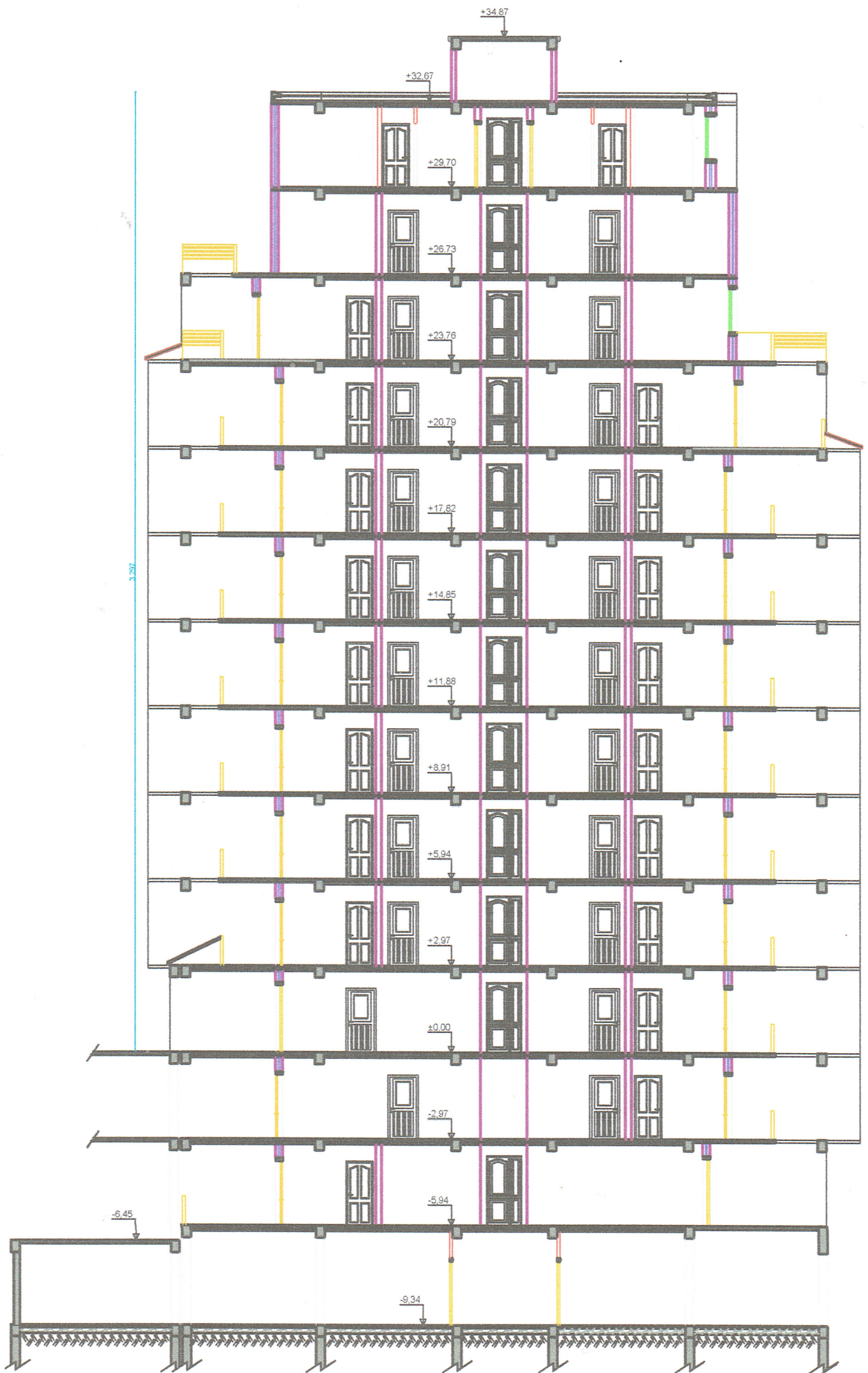
# ANEXE 3

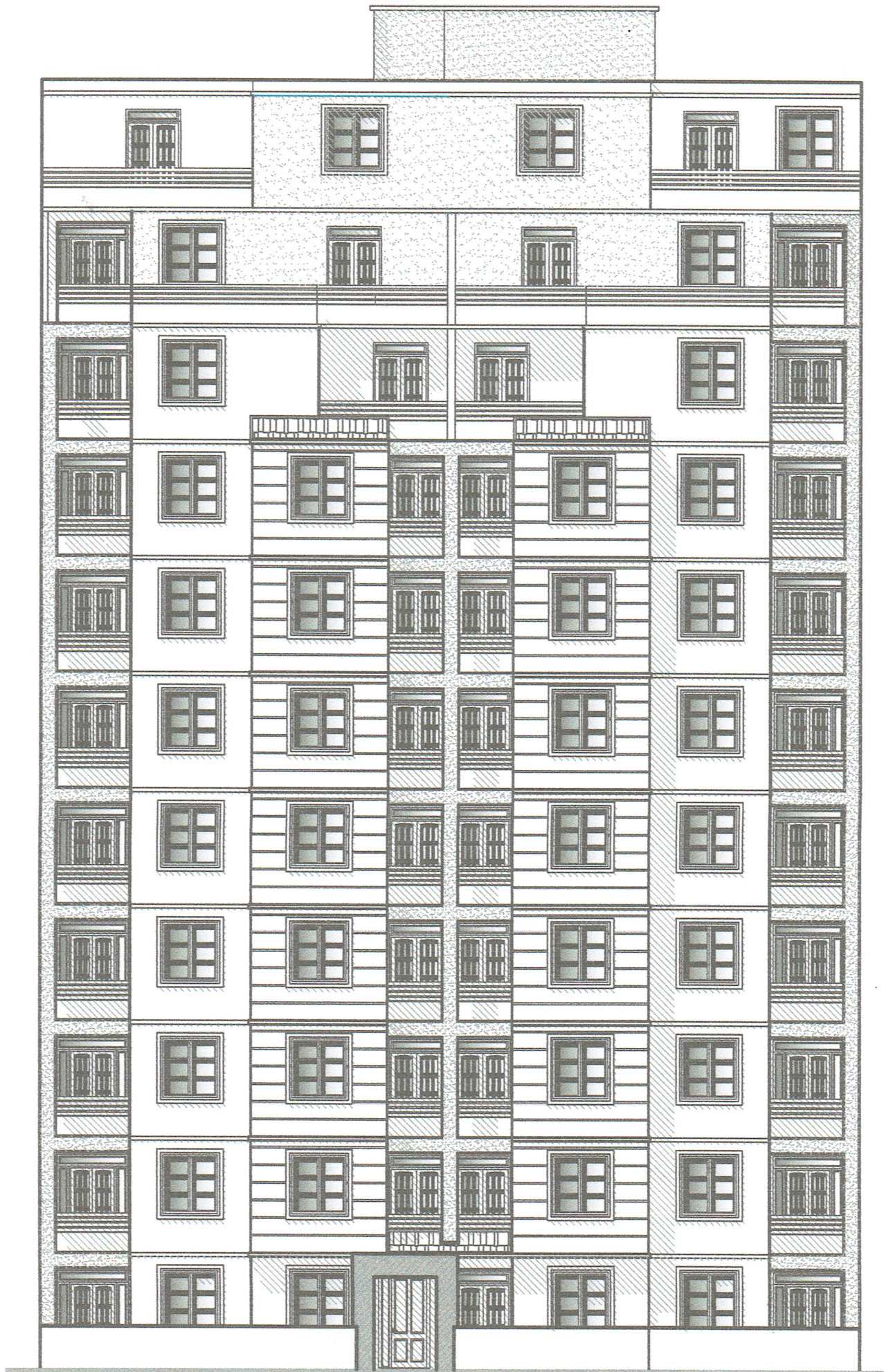
**Table de PIGEAUD**

M1 et M2 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											
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M <sub>1</sub>	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 <sub>2</sub>	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	

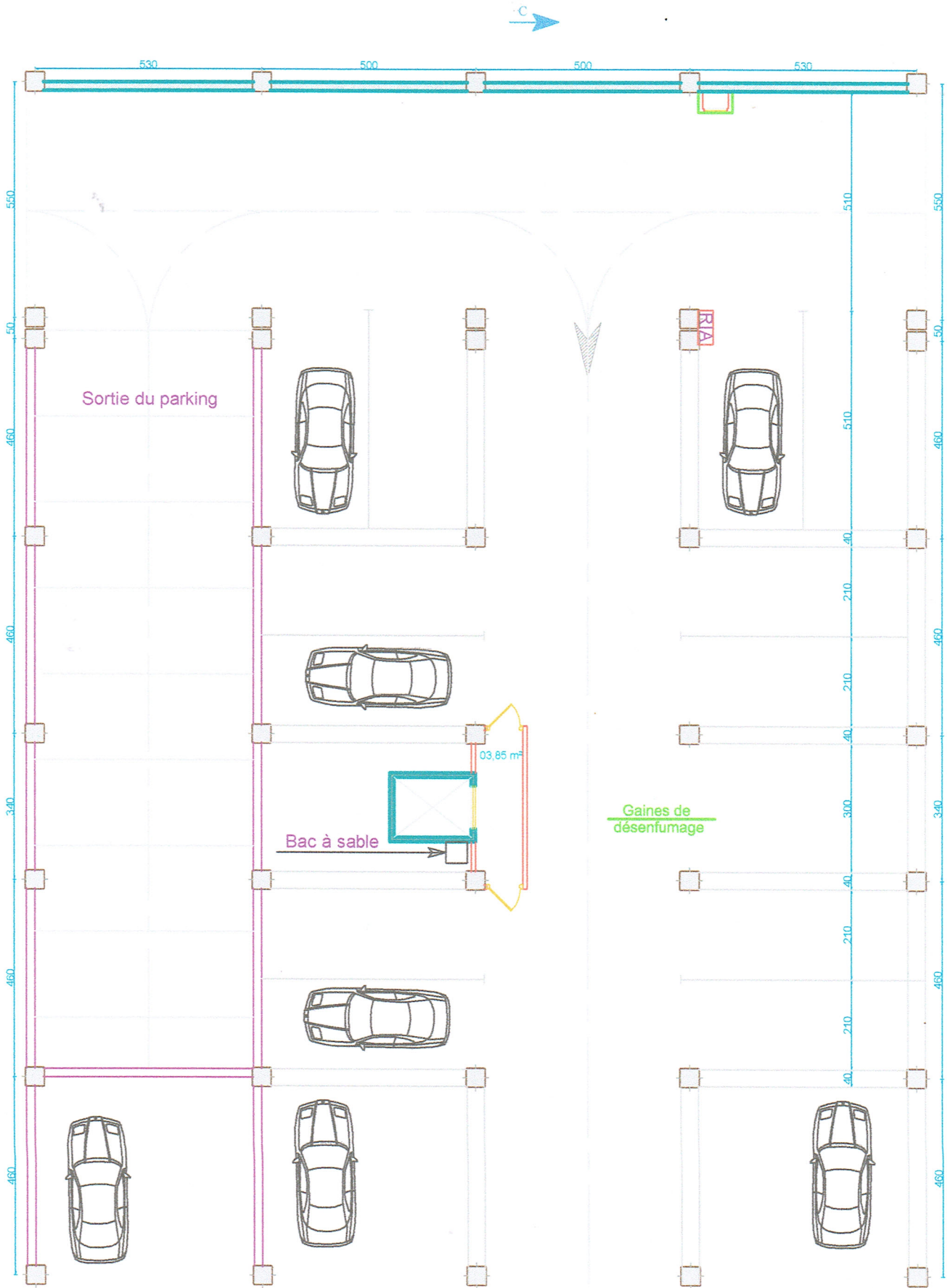
*Plans :*





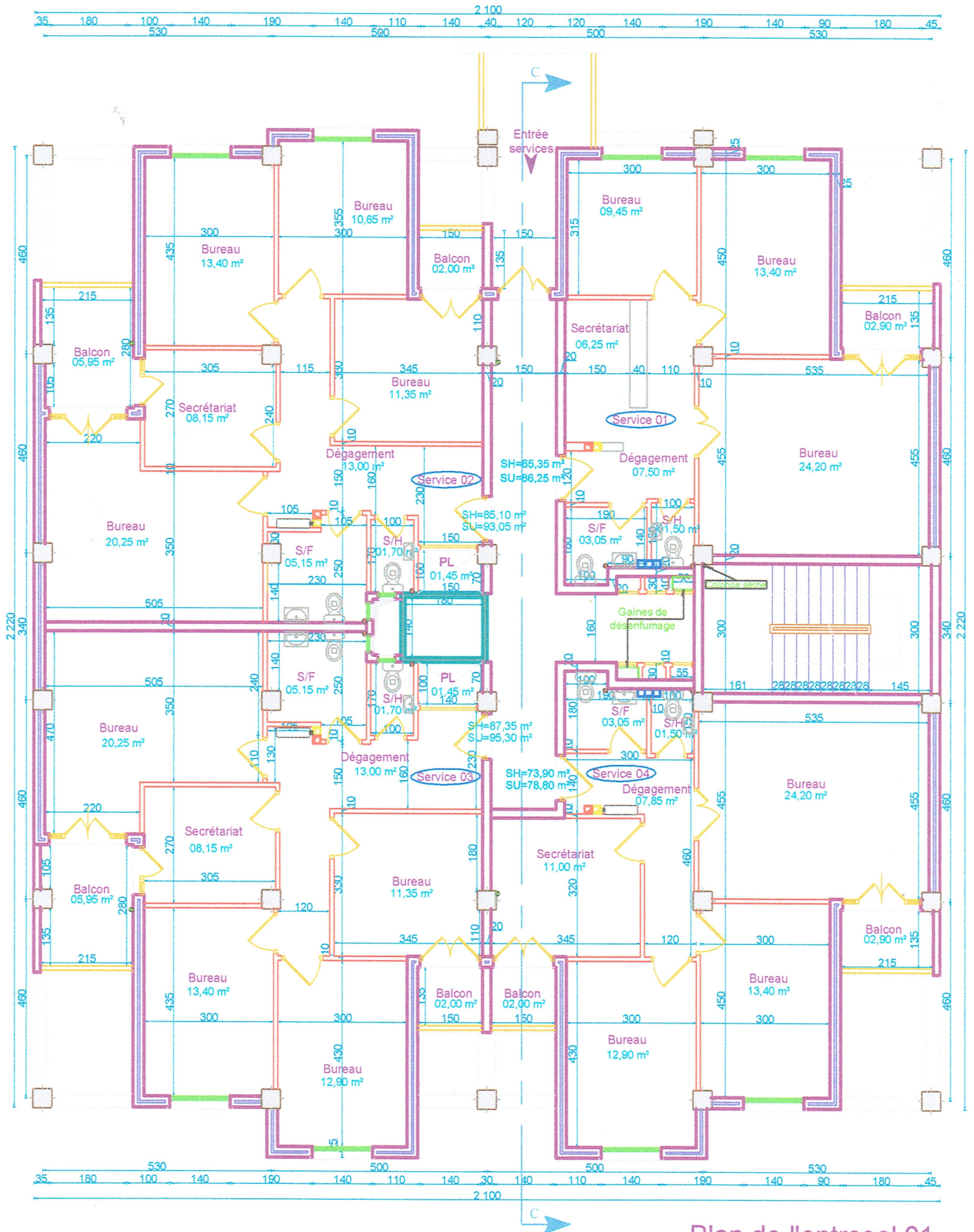
Façade principale



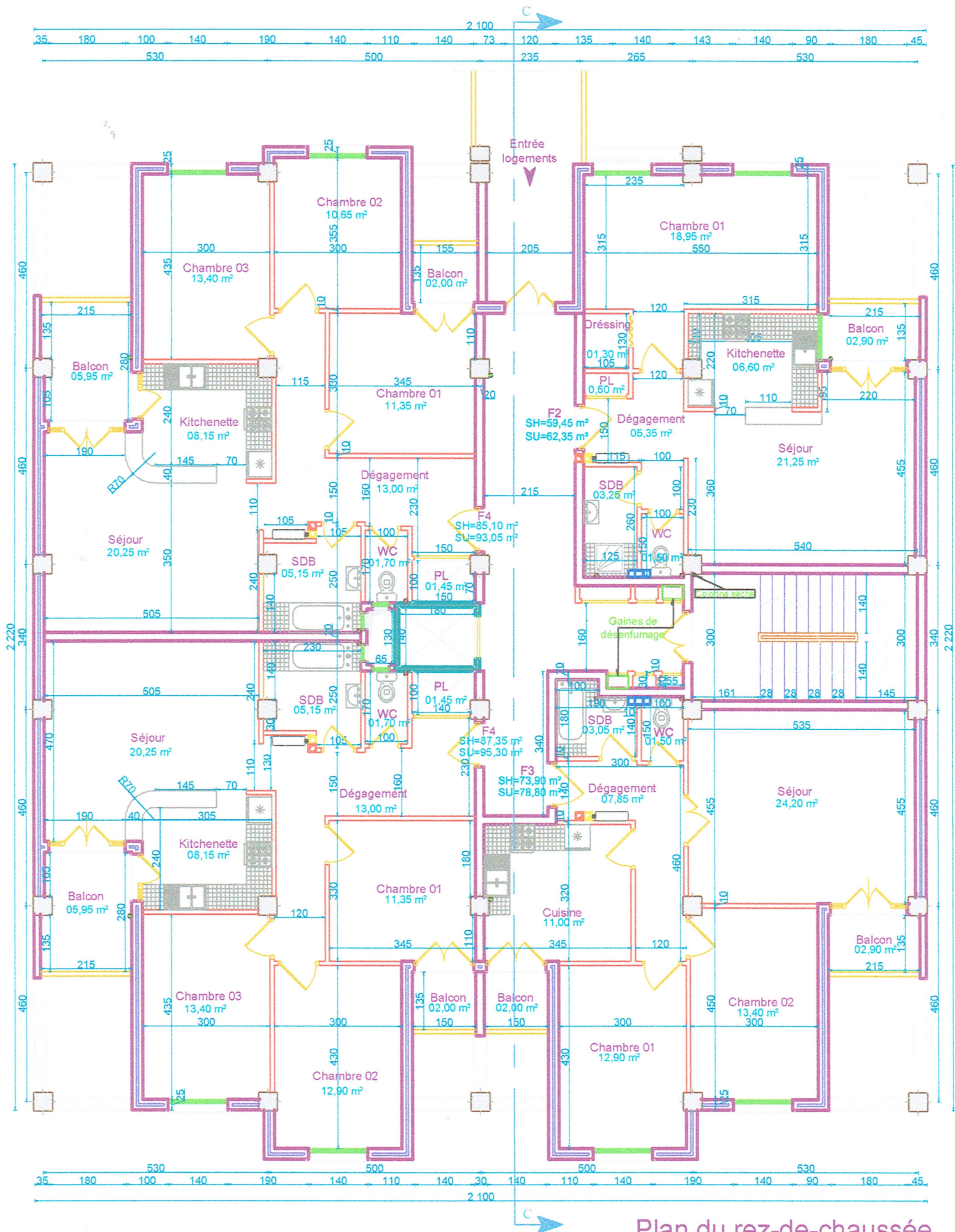


Plan de sous-sol

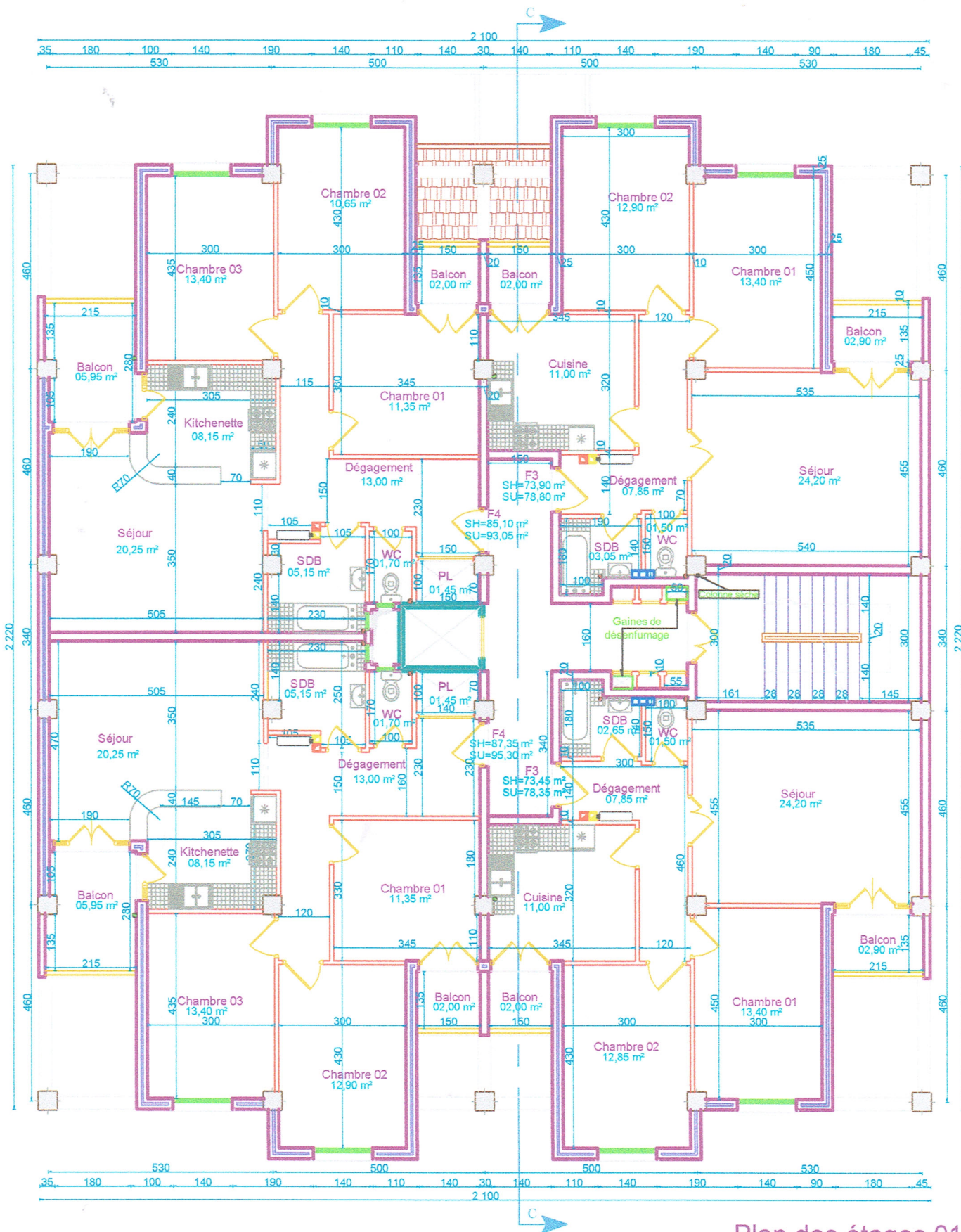




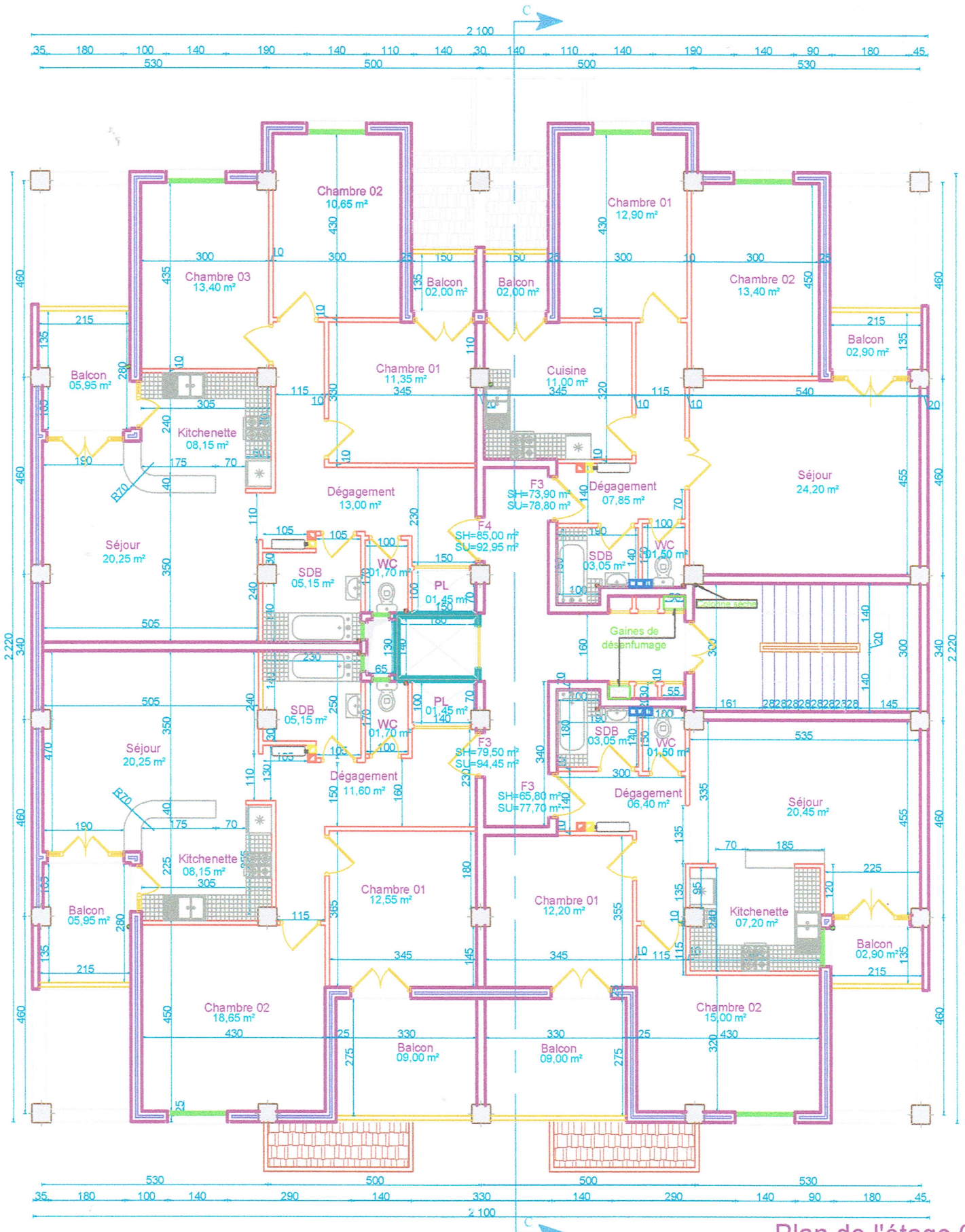
Plan de l'entresol 01



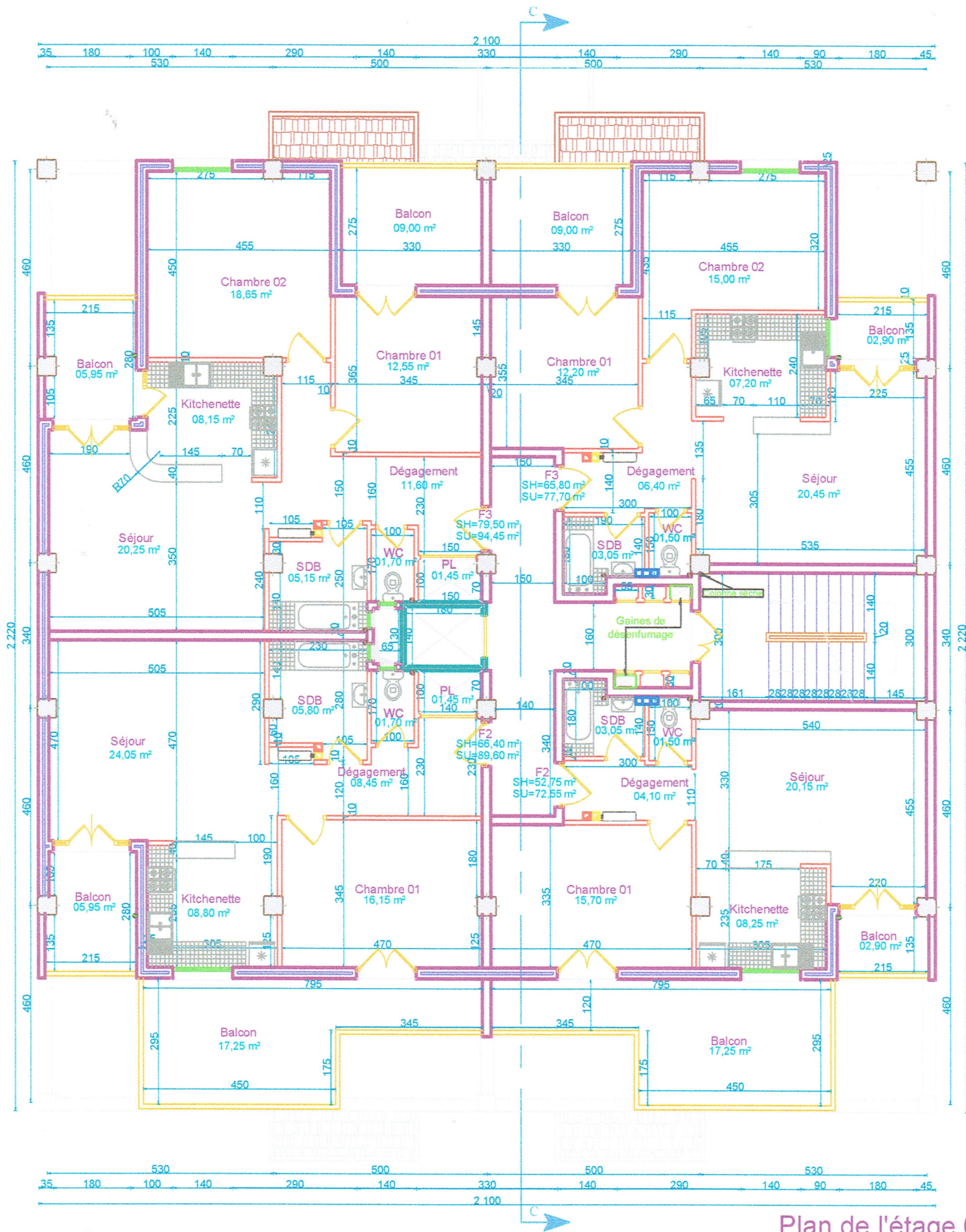
Plan du rez-de-chaussée



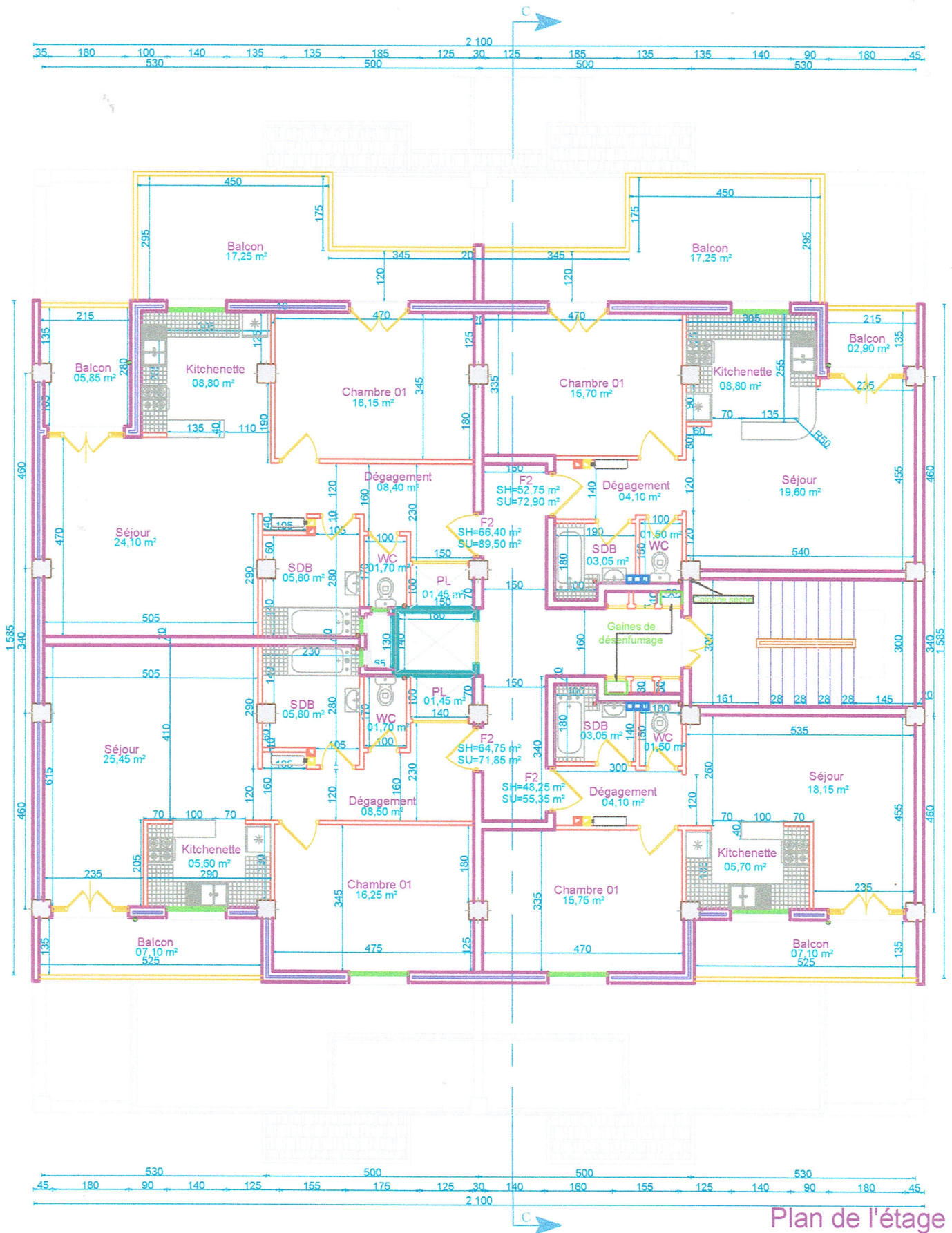
Plan des étages 01 à 06



Plan de l'étage 07

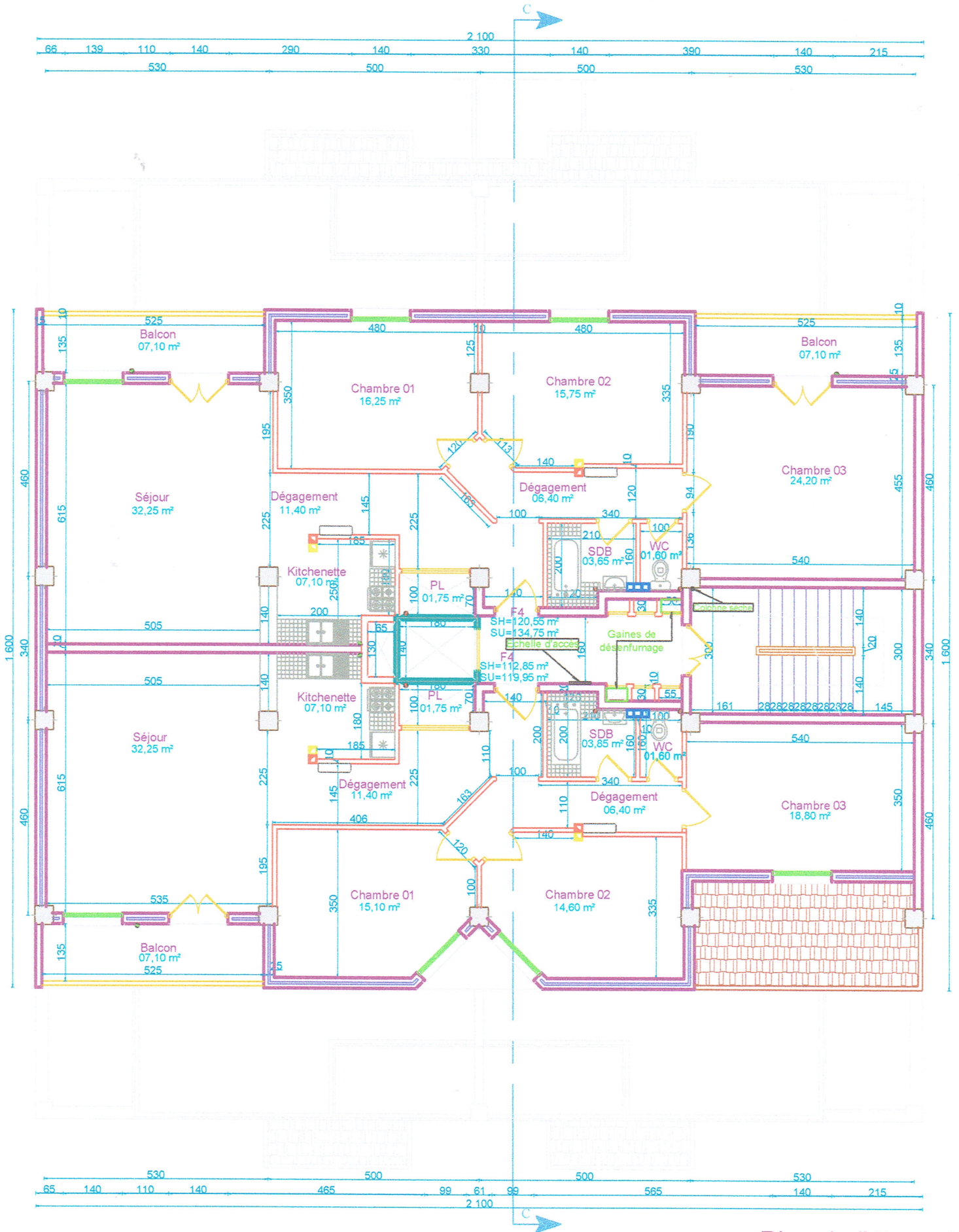


Plan de l'étage 08

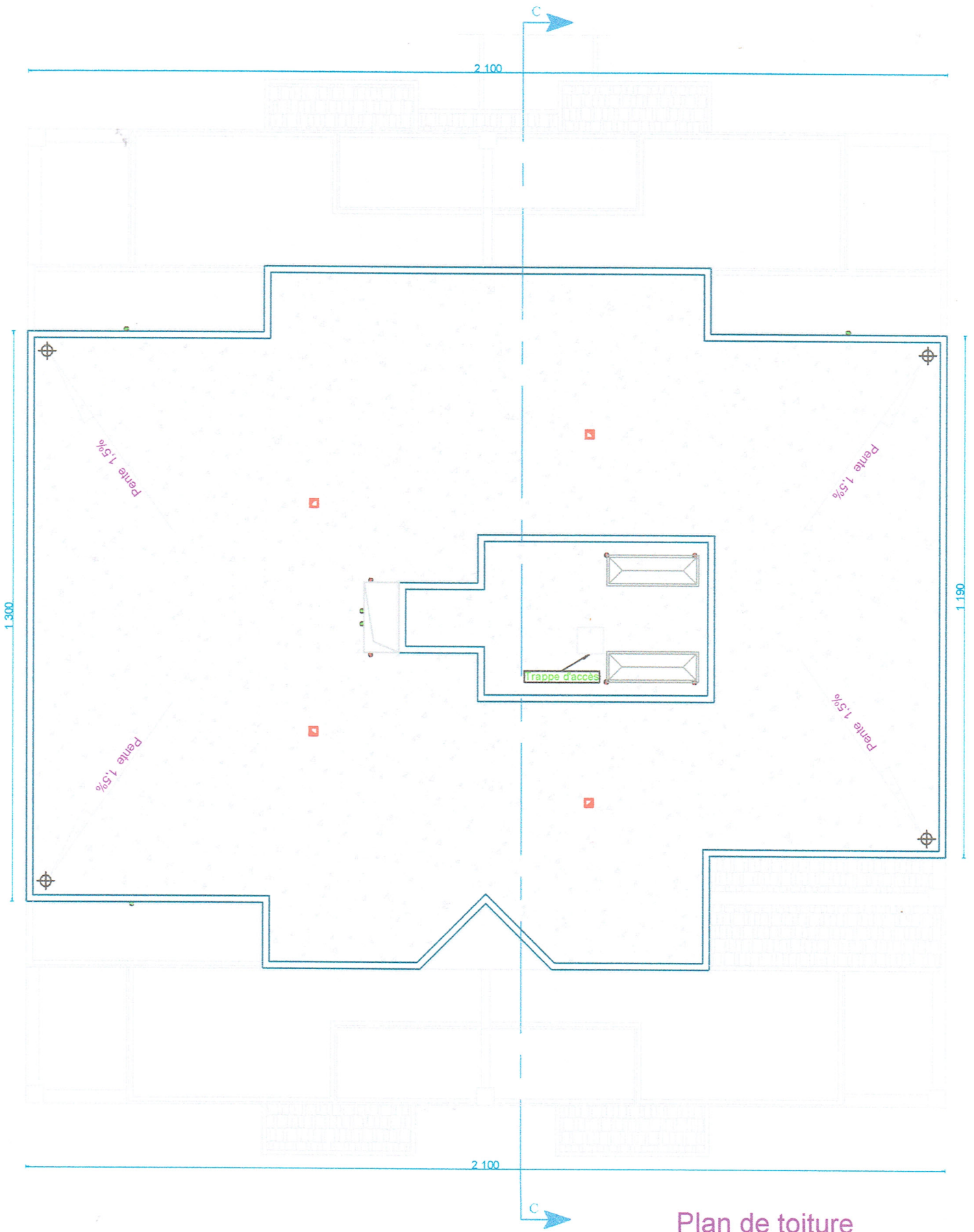


Plan de l'étage 09





Plan de l'étage 10



Plan de toiture