



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

*République Algérienne Démocratique et Populaire*

*Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique*

*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*

*Faculté de Technologie*

*Département de Génie Civil*

## **Mémoire de fin d'étude**

*En Vue d'Obtention du Diplôme master en génie civil*

*Option : matériaux et structures*

### **Thème:**

*Etude d'un bâtiment (R+8+Sous-sols) à usage  
multiple*

*Habitation + Commerce*

*Contreventé par un système mixte*

*(voiles-portiques)*

**Réalisé par :**

**MOUSSAOUI katia**

**YESSAD Fatiha**

**Encadré par :**

**Mr BOUROUBA Abdelhalim**

**Soutenu devant le jury :**

**Mr LABIODH**

**Mr BOUKHLOUDA**

**Promotion 2016/2017**

## *Dédicaces*

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

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin*

*Et qui ont tant donnés pour me voir devenir ce que je suis.*

*A ma mère qui a été toujours pour moi la lumière qui guide mes routes et qui m'emmène aux chemins de la réussite, qui m'a toujours soutenu durant toute ma vie.*

*A mon père, qui m'a toujours poussé à travailler et à réussir et qui a sacrifié toute sa vie pour que j'arrive à ce niveau.*

*Merci mes parents. J'espère que vous trouverez dans ce modeste, l'expression de ma gratitude et mon respect le plus profond.*

*Que dieu vous garde en bonne santé et longue vie.*

*A mes chères sœurs, Kahina, Chabha, Farida et Leila qui m'ont beaucoup encouragé durant toutes mes études.*

*A mon frère Karim que j'aime profondément.*

*Je vous souhaite une vie pleine de bonheurs et de succès.*

*A ma petite nièce adorable Daria Yasmine et à mon neveu Redouane que j'aime tant.*

*A tous mes oncles et tantes*

*A mes cousins et cousines*

*A toute la famille AMALOU et YESSAD sans exception.*

*A ma très chère binôme Katia et toute sa famille*

*A tous mes meilleurs amis et amies.*

*A toute la promotion génie civil 2017*

*Et à tous ceux qui me sont chers*

*Veillez trouver dans ce travail l'expression de mes profondes et sincères affectations.*

*Y. Fatiha*

## Dédicace :

### A mes chers parents :

*Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma Considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon Instruction et mon bien être.*

### A ma chère mère SASSA :

*J'aimerais toujours te remercier pour tous ce que tu as fais jusqu'à ce jours Là pour assurer l'éducation et la formation de tout tes enfants .Je me rappel vraiment de tous tes efforts avec moi dès mon jeune âge, chère mère j'avoue Vraiment que tu as été pour moi la lumière qui guidé mes routes et qui Me mène aux chemins de la réussite, c'est grâce à toi que je dois dédier toute ma réussite. J'espère que ce modeste travail sera le témoignage de ma gratitude et mon respect le plus profond.*

### A mon cher père SALAH :

*Cher père je me rappel toujours de tous les moments où tu m'as poussé à travailler et à réussir. Cher père j'avoue que si je suis devenue tel que je suis Actuellement c'est grâce à tes efforts à tes conseils et à ta surveillance. Merci et j'espère que tu trouveras dans ce travail l'expression de ma gratitude et mon respect.*

*Je vous remercie mes chers parents pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.*

*Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.*

### A mes chers et adorables sœurs et frère :

*Ma grande sœur Sarah qui m'a beaucoup soutenu, Sabrina : la prunelle de mes yeux, Tinhinane : la douce et l'adorable petite sœur, ma très chère nièce Aya l'adorable que j'aime*

*Samy : mon frère que j'aime profondément.*

*En témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde tendresse et reconnaissance, je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant, vous protège et vous garde.*

*A tous les membres de la famille MOUSSAOUI, et la  
famille AYAD et à tous mes amis :*

*Sans citer les noms pour ne pas risquer d'oublier quelqu'un...  
Pour tous qui connaissent KATIA MOUSSAOUI, petits et grands, de près ou  
de loin et à mes deux très chers amis «Yassine, Khaled» qui m'ont soutenu et  
encourager et à ma très chère Kahina que j'aime comme une sœur veuillez  
trouver dans ce travail l'expression de mes profondes et sincères affections.*

## Remerciements :

*Nous remercions d'abord le Dieu, le tout grand et puissant, qui nous avoir donné la volonté et la force d'entamer et de terminer ce travail.*

*A notre cher maitre, encadreur du mémoire,*  
*Mr Bourouba A/Halim:*

*Nous somme très heureuses et honorées de vous avoir comme encadreur de ce travail.*

*Nous avons le grand plaisir de travailler sous votre direction, et avons trouvé auprès de vous le conseiller et le meilleur guide qui nous a reçus en toutes circonstances avec gentillesse, sympathie, sourire et bienveillance durant toute l'année du travail.*

*Vous êtes notre meilleur exemple, vous nous avez appris à travailler avec abnégation, conscience et surtout de tout cœur.*

*Veillez monsieur, trouver dans ce modeste travail l'expression de notre haute considération et de notre profond respect.*

---

Chapitre I : Généralités .....	1
I.1 Introduction .....	1
I.2 Présentation de l'ouvrage .....	1
I.3 Implantation de l'ouvrage.....	1
I.4 Données géotechnique du site .....	1
I.5 Les caractéristiques de la structure sont : .....	1
I.6 Réglementation utilisé : .....	1
I.7 Méthodes de calcul.....	2
I.7.1 Etats limites ultime [ELU] : .....	2
I.7.2 Etats limites de service [ELS] : .....	2
I.8 Hypothèses de calcul.....	2
I.8.1 ELU : CBA 93{Article A.4.3.2} .....	2
I.8.2 ELS : BAEL 91{Article IV.1} .....	3
I.9 Caractéristiques des matériaux utilisés .....	3
I.9.1 Béton : .....	3
I.9.2 Acier .....	5
I.10 Actions .....	6
I.10.1 Actions permanentes (G).....	6
I.10.2 Actions variables ( $Q_i$ ).....	6
I.10.3 Actions accidentelles ( $FA$ ) .....	7
I.11 Les sollicitations .....	7
I.12 Combinaisons d'actions .....	7
I.12.1 Combinaisons d'action à l'ELU .....	7
I.12.2 Combinaisons d'actions à l'ELS .....	8
I.13 CONCLUSION .....	8
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments .....	9
II.1 Introduction .....	9
II.2 Pré dimensionnement des planchers.....	9
II.2.1 Plancher a corps creux .....	9
II.3 Pré dimensionnement des poutrelles.....	12
II.3.1 Plancher à dalle pleine .....	12
II.4 Pré dimensionnement des poutres.....	14
II.4.1 Poutres Principales (PP) .....	14
II.4.2 Poutres Secondaires (PS) .....	14
II.5 Pré dimensionnement des voiles .....	14

<b>II.6</b>	<b>Pré dimensionnement des escaliers .....</b>	<b>15</b>
<b>II.6.1</b>	<b>Escalier droit (RDC).....</b>	<b>16</b>
<b>II.6.2</b>	<b>Escalier droit à deux volées (du 1er étage) .....</b>	<b>19</b>
<b>II.7</b>	<b>Evaluation des charges et des surcharges.....</b>	<b>21</b>
<b>II.8</b>	<b>L'acrotère .....</b>	<b>23</b>
➤	<b>Hypothèse de calcul.....</b>	<b>24</b>
<b>II.9</b>	<b>Pré dimensionnement des poteaux.....</b>	<b>25</b>
<b>II.9.1</b>	<b>Pré dimensionnement du Poteau (A.3) .....</b>	<b>27</b>
<b>II.9.2</b>	<b>Pré dimensionnement du Poteau (D.3) .....</b>	<b>29</b>
<b>II.9.3</b>	<b>Pré dimensionnement du Poteau (B.2) .....</b>	<b>32</b>
<b>II.10</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>37</b>
<b>Chapitre III</b>	<b>: Etude des éléments secondaires .....</b>	<b>39</b>
<b>III.1</b>	<b>Introduction : .....</b>	<b>39</b>
<b>III.2</b>	<b>Plancher à corps creux .....</b>	<b>39</b>
<b>III.2.1</b>	<b>Calcul des Poutrelles .....</b>	<b>39</b>
<b>III.2.2</b>	<b>Types de poutrelles :.....</b>	<b>42</b>
<b>III.2.3</b>	<b>Choix de la méthode de calcul des différentes sollicitations .....</b>	<b>42</b>
<b>III.2.4</b>	<b>Calcul des sollicitations dans les poutrelles .....</b>	<b>43</b>
<b>III.2.5</b>	<b>Ferraillage des poutrelles :.....</b>	<b>51</b>
<b>III.2.6</b>	<b>Etude de la dalle de compression .....</b>	<b>60</b>
<b>III.3</b>	<b>Étude des dalles pleines :.....</b>	<b>60</b>
<b>III.3.1</b>	<b>Dalles pleines sur trois appuis : .....</b>	<b>61</b>
<b>III.4</b>	<b>Etude de l'acrotère : .....</b>	<b>67</b>
<b>III.4.1</b>	<b>Hypothèse de calcul : .....</b>	<b>68</b>
<b>III.4.2</b>	<b>Evaluation des charges et surcharges :.....</b>	<b>68</b>
<b>III.4.3</b>	<b>Calcul des sollicitations : .....</b>	<b>68</b>
<b>III.4.4</b>	<b>Ferraillage de l'acrotère : .....</b>	<b>70</b>
<b>III.4.5</b>	<b>Schémas de ferraillage : .....</b>	<b>73</b>
<b>III.5</b>	<b>Etude de l'ascenseur :.....</b>	<b>73</b>
<b>III.5.1</b>	<b>Définition :.....</b>	<b>73</b>
<b>III.5.2</b>	<b>Description de l'ascenseur : .....</b>	<b>73</b>
<b>III.5.3</b>	<b>Caractéristiques de l'ascenseur :.....</b>	<b>73</b>
<b>III.5.4</b>	<b>Etude de la dalle pleine du local des machines : .....</b>	<b>74</b>
<b>III.5.5</b>	<b>Evaluation des charges et surcharges :.....</b>	<b>74</b>
<b>III.5.6</b>	<b>Schémas de ferraillage : .....</b>	<b>83</b>

<b>III.6</b>	<b>Poutre de Chainage :</b> .....	<b>83</b>
<b>III.6.1</b>	<b>Définition :</b> .....	<b>83</b>
<b>III.6.2</b>	<b>Dimensions :</b> .....	<b>83</b>
<b>III.6.3</b>	<b>Sollicitations :</b> .....	<b>83</b>
<b>III.6.4</b>	<b>Ferraillage :</b> .....	<b>85</b>
<b>III.7</b>	<b>Etude des escaliers :</b> .....	<b>87</b>
<b>III.7.1</b>	<b>Définition :</b> .....	<b>87</b>
<b>III.7.2</b>	<b>Etude de la volée 1 RDC :</b> .....	<b>88</b>
<b>III.7.3</b>	<b>Etude d'escalier volée 3 RDC :</b> .....	<b>90</b>
<b>III.8</b>	<b>Etude de la poutre palière :</b> .....	<b>103</b>
<b>III.8.1</b>	<b>Dimensionnement :</b> .....	<b>104</b>
<b>III.8.2</b>	<b>Définition des charges :</b> .....	<b>104</b>
<b>III.8.3</b>	<b>Calcul à la flexion simple</b> .....	<b>104</b>
<b>III.8.4</b>	<b>Calcul à la torsion</b> .....	<b>105</b>
<b>III.8.5</b>	<b>Ferraillage globale</b> .....	<b>106</b>
<b>III.9</b>	<b>CONCLUSION</b> .....	<b>107</b>
<b>IV</b>	<b>Chapitre IV : Etude Dynamique</b> .....	<b>108</b>
<b>IV.1</b>	<b>Introduction</b> .....	<b>108</b>
<b>IV.2</b>	<b>Objectifs et exigences :</b> .....	<b>108</b>
<b>IV.3</b>	<b>Méthodes de calcul :</b> .....	<b>108</b>
<b>IV.4</b>	<b>Méthode statique équivalente :</b> .....	<b>108</b>
<b>IV.4.1</b>	<b>Principe de la méthode :</b> .....	<b>108</b>
<b>IV.4.2</b>	<b>Conditions d'application :</b> .....	<b>108</b>
<b>IV.4.3</b>	<b>Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :</b> .....	<b>109</b>
<b>IV.5</b>	<b>Méthode dynamique modale spectrale</b> .....	<b>112</b>
<b>IV.5.1</b>	<b>Principe de la méthode :</b> .....	<b>112</b>
<b>IV.5.2</b>	<b>Les hypothèses :</b> .....	<b>112</b>
<b>IV.6</b>	<b>Méthode d'analyse par Accélérogramme :</b> .....	<b>113</b>
<b>IV.6.1</b>	<b>Principe de la méthode :</b> .....	<b>113</b>
<b>IV.7</b>	<b>Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :</b> .....	<b>114</b>
<b>IV.8</b>	<b>Disposition des voiles</b> .....	<b>115</b>
<b>IV.8.1</b>	<b>Interprétation des résultats de l'analyse dynamique du comportement de la structure donnée par SAP2000 V14</b> .....	<b>117</b>
<b>IV.8.2</b>	<b>Périodes de vibration et taux de participation des masses modales</b> .....	<b>118</b>
<b>IV.9</b>	<b>Vérification de la résultante des forces sismiques :</b> .....	<b>119</b>

IV.10	Vérification de l'effort normale réduit : .....	120
IV.10.1	Justification de l'interaction voiles-portiques .....	121
IV.11	Vérification vis-à-vis des déplacements .....	122
IV.12	Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	124
IV.13	Conclusion : .....	125
	Chapitre V :Etude des éléments structuraux .....	127
V.1	introduction .....	127
V.2	Etude des poteaux.....	127
V.2.1	Recommandations .....	127
V.2.2	Sollicitation de calcul.....	130
V.2.3	Calcul du ferrailage .....	130
V.2.4	Vérifications nécessaires .....	134
V.3	Etude des poutres.....	140
V.3.1	Recommandations du RPA99/vrsson2003 .....	140
V.3.2	Sollicitation et ferrailage des poutres .....	142
V.3.3	Schémas de ferrailage.....	148
V.4	Étude des voiles .....	151
V.4.1	Introduction .....	151
V.4.2	Recommandation du RPA 99/version2003.....	152
	➤ Ferrailage des voiles.....	153
V.4.3	Exemple de calcul .....	155
V.5	Conclusion .....	165

# LISTE DES FIGURES

---

Liste des figures :

<b>CHPITRE I</b>	
<b>Généralités</b>	
Figure I.1: Diagramme des contraintes-déformations du béton.....	3
Figure.I.2 : Evaluation de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton .....	4
<b>CHAPITRE II</b>	
<b>Pré dimensionnement des éléments</b>	
Figure II.1 : Plancher à corps creux .....	9
Fig.II.2 Plan de disposition des poutrelles (Niv 0.00 au Niv 4.08) .....	10
Fig.II.3 Plan de disposition des poutrelles (du Niv 4.08 au Niv 27.20) .....	11
Fig.II.4 Plan de disposition des poutrelles (du Niv 27.20 au Niv 30.09).....	11
Figure II.5. Coupe transversale des poutrelles.....	12
Figure II.6. Coupe transversale d'un voile .....	15
Fig.II.7. schéma de l'escalier.....	16
Fig.II.8. Schéma de l'acrotère.....	24
<b>CHAPITRE III</b>	
<b>Etude des éléments secondaires</b>	
Figure III.1. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2travées.....	44
Figure III.2. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées.....	45
Figure III.3. Ferrailage de la dalle de compression.....	60
Figure III.4 : Section de la dalle pleine à ferrailler.....	42
Figure III.5 : Schéma de ferrailage des dalles D1 et D1' .....	67
Figure III.6. Modèle de calcul de de l'acrotère.....	68
Figure III.7. Les dimensions de l'acrotère.....	68
Figure III.8. Section de l'acrotère à ferrailler .....	70
Figure III.9.Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	73
Figure III.10.dimmmension d'ascenseur .....	74
Figure III.11. Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.....	75
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle (local des machines) .....	83
Figure III.13. Schéma statique de la poutre de chaînage . .....	84
Figure III.14.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage .....	87
Figure III.15.Schéma statique de la volée 1 du RDC .....	88
Figure III.16. Schéma de ferrailage de la volée 1 d'escalier RDC.....	90
Figure III.17.Schéma statique de la volée 3 du RDC.....	90
Figure III.18 : Section de la dalle pleine à ferrailler .....	98
Figure III.19.Schéma de ferrailage d'escalier.....	103
Figure III.20.Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	107
<b>CHAPITRE IV</b>	
<b>Etude Dynamique</b>	
Figure IV.1. Spectre de réponse.....	133
Figure IV.2 : Disposition des voiles de contreventement.....	115
Figure IV.3. Vue de face.....	116
Figure IV.4.Vue en 3D.....	116
Figure IV.5.Vue en plan.....	116
Figure IV.6. 1 <sup>er</sup> mode de déformation (translation suivant x-x) .....	117
Figure IV.7. 2 <sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant y-y) .....	117
Figure IV.8. 3 <sup>ème</sup> mode de déformation (torsion au tour de z-z) .....	118
<b>CHAPITRE V</b>	

## LISTE DES FIGURES

---

### Etude des éléments structuraux

Figure V.1. Zone nodale.....	128
Figure V.2. Ancrage des armatures transversales.....	129
Figure V.3. Section d'un poteau.....	136
Figure V.4. Schémas de ferrailage des poteaux des différents niveaux .....	139
Figure V.5. Schema de ferrailage de la coupe verticale des poteaux.....	140
Figure V.6.2U superposés (avec alternance dans l'orientation) .....	142
Figure. V.7. Dispositions constructives des portiques .....	143
Figure V.8. Schéma de ferrailage de la poutre principale .....	149
Figure V.9. Schéma de ferrailage de la poutre principale .....	149
Figure V.10. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	150
Figure V.11. Schéma de ferrailage de la poutre principale et secondaire dans la terrasse.....	150
Figure V.12. Répartition des moments dans les zones nodales .....	151
Figure V.13 : Schéma d'un voile plein .....	155
Figure V.14. Schéma des contraintes .....	157
Figure V.15 schéma de ferrailage du voile RDC $L_x=2,7$ m .....	165
Figure V.16 schéma de ferrailage du voile RDC $L_x=0,8$ m .....	165
Figure V.17 schéma de ferrailage du voile RDC $L_x=1,10$ m .....	165

### CHAPITRE VI

#### Etude de l'infrastructure

Figure.VI.1. Schéma d'une semelle isolée .....	169
Figure VI.2. Semelle filante .....	170
Figure VI.3. Dimension du radier.....	171
Figure VI.4. le débord des trois cotée du bâtiment.....	173
Figure VI.5. Zone de contact poteau - radier.....	177
Figure.VI.6. Dalle sur quatre appuis.....	178
Figure.VI.7. ferrailage du radier .....	180
Figure VI.8. Schéma statique du débord .....	181
Figure VI.9. Schéma de ferrailage du débord .....	182
Figure VI.10. Schéma des lignes de rupture du radier.....	182
Figure VI.11 : Section de la nervure à ferrailer.....	186
Figure IV.12.schema de ferrailage des nervures sens X-X .....	188
Figure IV.13.schema de ferrailage des nervures sens X-X .....	188
Figure VI.14. Poussée des terres sur les voiles périphériques .....	189
Figure.VI.15. ferrailage du voile périphérique.....	192

# LISTE DES TABLEAUX

---

Liste des tableaux :

<b>CHPITRE I</b>	
<b>Généralités</b>	
Tableau I.1 : Limite d'élasticité $F_e$ en fonction du type d'acier.....	5
<b>CHAPITRE II</b>	
<b>Pré dimensionnement des éléments</b>	
Tableau II.1. Dimensions de l'escalier RDC (la 1 <sup>ère</sup> volée) .....	17
Tableau II.2. Dimensions de l'escalier RDC (volée 1 et 2) .....	18
Tableau II.3. Dimensions des escaliers des étages courants (volée 1 et 2) .....	20
Tableau II.4. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.....	21
Tableau II.5. Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine .....	21
Tableau II.6. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux .....	21
Tableau II.7. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine .....	22
Tableau II.8. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.....	22
Tableau II.9. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs (35 cm).....	22
Tableau II.10. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs (25 cm).....	22
Tableau II.11. Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine .....	23
Tableau II.12. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine.....	23
Tableau II.13. Charge permanente revenant à l'acrotère.....	24
Tableau II.14. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres .....	26
Tableau II.15. Résultats de la descente de charge du poteau (A.3) .....	28
Tableau II.16. Résultats de la descente de charge du poteau (D.3) .....	30
Tableau II.17. Résultats de la descente de charge du poteau (B.2) .....	33
Tableau II.18. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.....	35
Tableau II.19. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux .....	36
Tableau II.20. Vérification de l'effort normal réduit statique .....	37
Tableau II.21. Dimensions des poteaux .....	38
<b>CHAPITRE III</b>	
<b>Etude des éléments secondaires</b>	
Tableau III.1. Les différents types de poutrelles .....	42
Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles .....	43
Tableau III.3 : Chargement sur les poutrelles.....	43
Tableau III.4 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles du RDC.....	48
Tableau III.5 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles des étages courants.....	49
Tableau III.6 Sollicitations dans les différents types de poutrelles de la TI (local des machines) .....	50
Tableau III.7 Sollicitations dans les différents types de poutrelles du TI.....	50
Tableau III.8 : Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.....	50
Tableau III.9 : Vérifications nécessaires à l'ELU.....	57
Tableau III.10 : Vérification des contraintes à l'ELS .....	57
Tableau III.11 : Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux .....	57

## LISTE DES TABLEAUX

---

Tableau III.12. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	58
Tableau.III.13 : Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	59
Tableau III.14 : Données des différents types de dalle pleine.....	61
Tableau III.15 : Vérifications des efforts tranchants.....	64
Tableau III.16 : Calcul du ferrailage à l'ELU.....	64
Tableau III.17 : Vérifications des contraintes à l'ELS.....	66
Tableau III.18. Combinaisons d'action de l'acrotère.....	69
Tableau III.19. Calcul de ferrailage a l'ELU.....	76
Tableau III.20.Calcul de ferrailage a l'ELU.....	80
Tableau III.21.Calcul des contraintes à l'ELS.....	82
Tableau III.22. Vérification des contraintes à l'ELS.....	86
Tableau III.23. Vérification de la flèche.....	87
Tableau III.24. Sollicitation à l'ELU escalier type 1.....	88
Tableau III.25. Ferrailage d'escalier type 1.....	88
Tableau III.26.Vérification des contraintes à l'ELS (escalier type 1).....	89
Tableau III.27. Résultats des ferrailages de la volée 3 du RDC.....	93
Tableau III.28. Vérification de la flèche.....	96
Tableau III.29. Données sur la dalle pleine sur 3 appuis (palier).....	96
Tableau III.30. Vérifications des efforts tranchants.....	100
Tableau III.31. Calcul du ferrailage à l'ELU.....	100
Tableau III.32. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	102
Tableau III.33. Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S).....	104
Tableau III.34. Vérification des contraintes à l'ELS.....	106
<b>CHAPITRE IV</b>	
<b>Etude Dynamique</b>	
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités $P_q$ .....	111
Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.....	118
Tableau IV.3. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	119
Tableau IV.4. Les résultats de vérification après modification du spectre de réponse.....	120
Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit des poteaux carrée.....	120
Tableau IV.6 Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	121
Tableau IV.7. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.....	122
Tableau IV.8. Vérification des déplacements.....	123
Tableau IV.9. Vérification à L'effet $P-\Delta$ .....	125
Tableau IV.10. Dimensions finales des éléments structuraux.....	126
<b>CHAPITRE V</b>	
<b>Etude des éléments structuraux</b>	
Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	128
Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux.....	130
Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	133
Tableaux V.4. Ferrailage transversales des poteaux.....	134
Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux.....	135
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.....	136
Tableau V.7. Vérification des contraintes.....	138

## LISTE DES TABLEAUX

---

Tableau V.8. Vérification des contraintes de cisaillement.....	138
Tableau V.9. Dimensions de la zone nodale.....	140
Tableau V.10 Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003.....	143
Tableau V.11 Les sollicitations les plus défavorables.....	143
Tableau V.12 Armatures longitudinales dans les poutres.....	144
Tableau V.13 Vérification de l'effort tranchant.....	146
Tableau V.14 Vérification au cisaillement.....	147
Tableau V.15 Vérification de l'état limite de compression du béton.....	147
Tableau V.16. Moments résistants dans les poteaux.....	151
Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres principales.....	151
Tableau V.18. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	152
Tableau V.19. Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	152
Tableau V.20. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	152
Tableau V.21. : Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x1}$ $L=2,7m$ .....	159
Tableau V.22. : ferrailage du voile $V_{x1}$ $L= 2,7m$ .....	159
Tableau V.23. : Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x2}$ .....	160
Tableau V.24. : Ferrailage du voile $V_{x2}$ .....	160
Tableau V.25. : Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x3}$ .....	161
Tableau V.26. : ferrailage du voile $V_{x3}$ .....	162
Tableau V.27. : Sollicitations de calcul dans le voile $V_y$ $L = 1,20 m$ .....	163
Tableau V.28. : ferrailage du voile.....	163

### CHAPITRE VI

#### Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1. Section d'armateur du radier.....	179
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	180
Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS.....	180
Tableau VI.4. Section d'armateur du débord.....	181
Tableau VI.5. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	181
Tableau VI.6. Section d'armateur du débord à l'ELS.....	182
Tableau VI.7 chargements dans les nervures sens YY.....	184
Tableau VI.8 chargements dans les nervures sens XX.....	185
Tableaux VI.9. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.....	185
Tableaux VI.10. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.....	185
Tableau VI.11. Résultats de ferrailage des nervures.....	186
Tableau VI.12 : Vérification de l'effort tranchant dans les nervures.....	187
Tableau VI.13: Vérification des contraintes dans les nervures.....	187
Tableau VI.14. Ferrailage des nervures à l'ELS.....	187
Tableau VI.15. Ferrailage des voiles périphérique.....	190
Tableau VI.16. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	192
Tableau VI.17. Ferrailage des nervures à l'ELS.....	192

# Symboles et notations

---

## 1. Notation

### 1.1 Majuscules Romaines

$A$ (ou $A_s$ ou $A_l$ )	: Aire d'une section d'acier (longitudinal)
$A_t$	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
$B$	: Aire d'une section de béton
$E_s$	: Module de Young de l'acier
$E_{ij}$	: Module de Young instantané à l'âge de $j$ jours
$E_{vj}$	: Module de Young différé à l'âge de $j$ jours
$F$	: Force ou action en général
$I$	: Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au béton (ELS)
$M_{ser}$	: Moment fléchissant de calcul de service
$M_u$	: Moment fléchissant de calcul ultime
$N_{ser}$	: Effort normal de calcul de service
$N_u$	: Effort normal de calcul ultime
$G$	: Charge permanente
$Q$	: Charge d'exploitation
$V_u$	: Effort tranchant de calcul ultime
$W$	: Résultante des actions du vent

### 1.2 Minuscules Romaines

$a$	: Largeur d'un poteau
$a'$ (ou $b'$ )	: Dimension d'une fondation
$b$	: Largeur d'une poutre, ou d'un poteau
$b_0$	: Largeur de l'âme d'une poutre
$d$ (et $d'$ )	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
$e$	: Excentricité de l'effort normal, épaisseur d'une dalle
$f_e$	: Limite d'élasticité de l'acier
$f_{cj}$	: Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de $j$ jour
$f_{tj}$	: Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de $j$ jour
$g$	: Charge permanente unitaire
$h$	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
$h_0$	: Hauteur du talon d'une poutre

$H_t$	: Hauteur totale du plancher
$i$	: Rayon de giration d'une section
$j$	: Nombre de jours de maturité du béton
$l$	: Porté d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
$l_s$	: Longueur de scellement droite
$l_f$	: Longueur de flambement
$\eta$	: Coefficient d'équivalence acier-béton
$q$	: Charge permanente unitaire
$s_t$	: Espacement des armatures transversales
$u$	: Périmètre
$x$	: Abscisse
$y$	: Ordonnée
$y_s$	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS
$y_u$	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU
$z$ (ou $z_b$ )	: Bras de levier du couple de flexion

### 1.3 Minuscules grecs

$\alpha$	: Angle d'une armature avec la fibre moyenne (alpha)
$\alpha_u$	: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU
$\gamma_s$	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma)
$\gamma_b$	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton
$\xi_{bc\ max}$	: Déformation maximale du béton comprimé (epsilon)
$\xi_{sc}$	: Déformation des armatures comprimées
$\xi_{st}$	: Déformation des armatures tendues
$\eta$	: Coefficient de fissuration relatif à une armature (êta)
$\lambda$	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda)
$\mu_{ser}$	: Moment ultime réduit à l'ELS (mu)
$\mu_u$	: Moment ultime réduit à l'ELU
$\nu$	: Coefficient de poisson (nu)
$\rho$	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho)
$\sigma$	: Contrainte normale (sigma)
$\sigma_{bc\ max}$	: Contrainte maximale du béton comprimé
$\sigma_{st}$	: Contrainte dans les aciers tendus
$\sigma_{sc}$	: Contrainte dans les aciers comprimés
$\tau$	: Contrainte tangente (tau)
$\tau_u$	: Contrainte tangente conventionnelle
$\tau_s$	: Contrainte d'adhérence
$\varphi$	: Coefficient de fluage (phi)
$\phi_l$	: Diamètre d'une armature longitudinale
$\phi_t$	: Diamètre d'une armature transversale

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à une armature (psi)

## 2. Unités

Les unités utilisées en béton armé sont celles du système international (USI) et leurs multiples :

**m, (cm, mm)** : Longueur, dimension, portée

**cm<sup>2</sup>** : Section d'acier

**m<sup>2</sup>** : Section

**KN(N, MN)** : Charge ponctuelle

**KNm<sup>-1</sup>(Nm<sup>-1</sup>, MNm<sup>-1</sup>)** : Charge linéique

**KNm<sup>-2</sup>(Nm<sup>-2</sup>, MNm<sup>-2</sup>)** : Charge surfacique

**KNm<sup>-3</sup>(Nm<sup>-3</sup>, MNm<sup>-3</sup>)** : Charge volumique

**KNm** : Moment

**MPa(Pa, kPa)** : Contrainte

Une conversion bien utile :

$$\mathbf{1\ MPa = 1\ MNm^{-2} = 1\ Nmm^{-2} = 10^6\ Pa}$$

On rencontre encore parfois le bar comme unité de contrainte

$$\mathbf{1\ bar = 1\ kgcm^{-2}\quad et\quad 10\ bar \approx 1\ MPa}$$

## Introduction :

Le risque sismique est lié à l'intensité du séisme et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ✚ Respect de la réglementation parasismique.
- ✚ Conception architecturale parasismique.
- ✚ Mise en œuvre soignée.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment R+8+Sous-Sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, sur le comportement de la structure). Étant donné qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Pour cela, nous allons à la présentation du projet comme suit :

Nous avons commencé par définir les différentes généralités, pour ensuite entamer le pré dimensionnement et le calcul des éléments secondaires, puis on a dressé une étude dynamique des éléments structuraux, pour en finir avec une étude de l'infrastructure et une conclusion générale qui synthétise notre travail.

# Chapitre I :

# Chapitre I :

## *Généralités*

## I Chapitre I : Généralités

### I.1 Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et pour cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

### I.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+ 8 + sous-sol) en béton armé à usage multiple :

- ❖ Sous-sol + RDC à usage commercial.
- ❖ Les étages courant à usage d'habitation.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/Version 2003 «**article 3.2**» dans le groupe d'usage 2.

### I.3 Implantation de l'ouvrage

Notre ouvrage est implanté à la ferme OUDALI (jute) située sur un terrain plat. Il est limité au Sud par une piste carrossable et oued seghir, au Nord par une propriété «IDER Salah et Fils», à l'Est par une voie à créer et à l'Ouest par la propriété OUATATI Arezki à la wilaya de Bejaia qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 99/version 2003), en zone IIa.

### I.4 Données géotechnique du site

- La contrainte admissible du sol :  $\bar{\sigma} = 1$  bars.
- L'ancrage minimal des fondations :  $\mathbf{D} = 4$  m.
- A une certaine profondeur (8.8 m) on détecte la présence d'eau.
- Le sous-sol du site est constitué par des argiles graveleuses brunes.

### I.5 Les caractéristiques de la structure sont :

- ❖ Une largeur de :  $L_y = 13,49$  m
- ❖ Une longueur de :  $L_x = 16,68$  m
- ❖ Une hauteur totale de (y compris l'acrotère) : 30,89 m
- ❖ Une hauteur du sous-sol et de RDC (usage commercial) : 4,08 m
- ❖ Une hauteur de l'étage courant : 2,89 m
- ❖ Une surface en plans de : 225,0132 m<sup>2</sup>

### I.6 Réglementation utilisé :

- Le CBA 93 (code de béton armé) ;
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien) ;
- Le BAEL 91/Version 99 (béton Armé Aux Etats Limites) ;
- DTR-BC2.2 (charges permanentes et charges d'exploitations) ;
- DTR-BC2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.

## I.7 Méthodes de calcul

### I.7.1 Etats limites ultime [ELU] :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entraîne la ruine de la construction et qui mettent en cause la sécurité de l'ouvrage. Ils ne désignent pas nécessairement l'effondrement, mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes sont souvent considérés comme ruine, on distingue :

- Résistance de l'un des matériaux de construction : c'est la perte de résistance soit du béton soit de l'acier (pas de rupture)
- Equilibre statique : c'est la perte de la stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la construction (pas de renversement).
- Stabilité de forme : les pièces élancées soumises à des efforts de compression subissent des déformations importantes et deviennent instable (flambement).

### I.7.2 Etats limites de service [ELS] :

Il constitue des limites au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y ait ruine, on distingue :

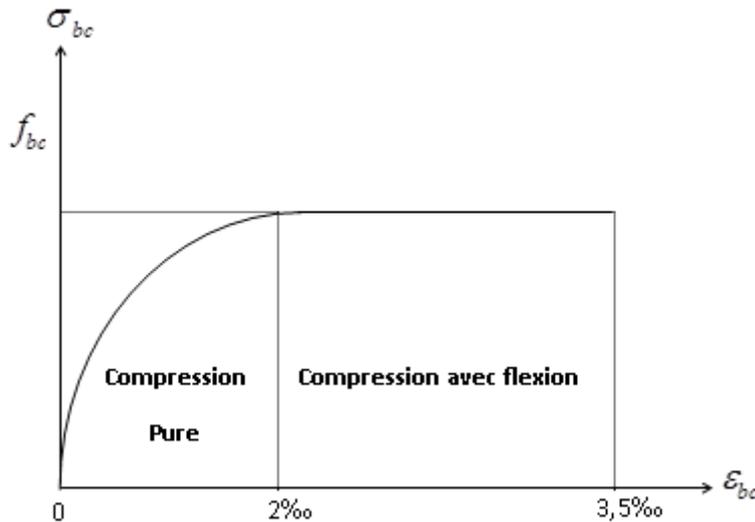
- Etat limite de compression du béton : cette limitation a pour but d'empêcher la formation des fissures.
- Etat limite d'ouverture des fissures : consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite.
- Etat limite de déformation (flèche maximale) : consiste à vérifier que les déformations sont inférieures à des déformations limites.

## I.8 Hypothèses de calcul

### I.8.1 ELU : CBA 93{Article A.4.3.2}

- 1) Conservation des sections planes : restent planes après déformation.
- 2) Il n'y a pas de glissement à l'interface béton – acier
- 3) La résistance à la traction du béton est négligeable
- 4) L'allongement ultime de l'acier est limité à  $10\text{‰}$
- 5) Le raccourcissement ultime du béton est limité à  $3,5\text{‰}$  ; dans le cas de la flexion simple ou composée, et à  $2\text{‰}$  dans le cas de la compression simple
- 6) Le diagramme contrainte-déformation ( $\sigma, \varepsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- 7) L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.

Diagramme contrainte déformation :



**Figure I.1:** Diagramme des contraintes-déformations du béton

### I.8.2 ELS : BAEL 91{Article IV.1}

- 1) Les hypothèses citées précédemment en 1, 2,3
- 2) Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques
- 3) L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton
- 4) L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité
- 5) Le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est pris égal à 15

### I.9 Caractéristiques des matériaux utilisés

Les matériaux utilisés dans la construction seront conforme aux règles technique de conception et de calcul des structure en béton armé BAEL 91/99.

#### I.9.1 Béton :

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

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$ :

$$f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

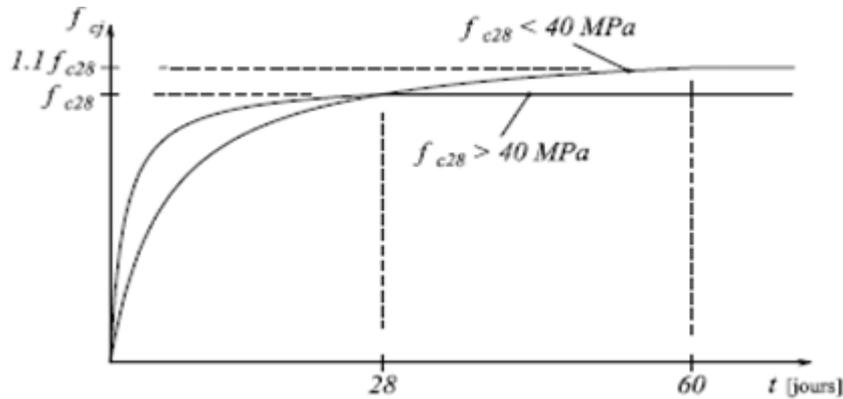
$$f_{i28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad \text{CBA 93 (Art A. 2.1.1.2)}$$

Donc,

- ✓ Résistance à la compression à l'âge de 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- ✓  $f_{i28} = 2,1 \text{ MPa}$ .
- ✓  $E_{vj} = 10721,40 \text{ MPa}$ .

- ✓  $E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$ .
- ✓  $\gamma_b = 1.50$  coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.
- ✓  $\gamma_b = 1.15$  coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentel.

Diagramme de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton :



**Figure.I.2.** Evaluation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

**Contraintes limites du béton :**

#### I.9.1.1.1 A P'ELU :

est notée  $f_{bu}$  tel que  $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$  **CBA 93** (Article A.4.3.4)

Avec :

$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{en cas de situations accidentelles.} \end{cases}$

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

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

#### I.9.1.1.2 A P'ELS :

est donné par  $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

#### Module de déformation longitudinale du béton

Ils existent deux modules de déformation déterminés :

#### I.9.1.1.3 Le module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{ij}} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

**I.9.1.1.4 Le module de déformation différée :**

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{ij}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

Donc,

- ✓ Résistance à la compression à l'âge de 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- ✓  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .
- ✓  $E_{vj} = 10721,40 \text{ MPa}$ .
- ✓  $E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$ .
- ✓  $\gamma_b = 1.50$  coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.
- ✓  $\gamma_b = 1.15$  coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentel.

*Coefficient de poisson*

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté «  $\nu$  ».

L'ELU :  $\nu = 0 \rightarrow$  Calcul des sollicitations.

L'ELS :  $\nu = 0.2 \rightarrow$  Calcul des déformations.

**I.9.2 Acier**

Est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, son rôle est d'équilibrer les efforts de traction que le béton ne peut pas reprendre. il est caractérisé par sa limite d'élasticité et son module de déformation  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ .

**Tableau I.1 :** Limite d'élasticité  $F_e$  en fonction du type d'acier

	Aciers ronds lisses		Acier à haute résistance		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	$F_e E215$	$F_e E235$	$F_e E40$	$F_e E500$	$F_e E500$	$F_e E500$
$F_e$ [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre projet on utilisera trois types d'armatures :

- Haute adhérence de nuance  $F_e 400$  (les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure).
- Treillis soudés de nuance  $F_e 500$  (pour la dalle de compression des plancher à corps creux).
- Ronds lisses de nuance  $F_e 235$  (pour les armatures transversales des poutrelles).

**Contrainte limite de l'acier****I.9.2.1.1 A l'ELU :**

Donnée par  $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

$f_e$  : Contrainte limite élastique

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s$ : 1.15 en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$  : en cas de situations accidentelles

**I.9.2.1.2 A l'ELS :**

Pas de vérification pour des Fissurations peu préjudiciable

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right)$  [MPa] Pour des Fissurations préjudiciable

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right)$  [MPa] Pour des Fissurations très préjudiciable

$\eta$ : Coefficient de fissuration, tel que  $\eta = 1$  Pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1.6$  Pour les aciers à haute adhérence (HA).

**I.10 Actions**

On appelle actions les forces et les charges appliquées aux déformations imposées.

On distingue trois types d'actions :

**I.10.1 Actions permanentes (G)**

Ce sont des actions continues dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure ;
- Le poids de cloison ;
- Le poids des poussés des terres et des liquides.

**I.10.2 Actions variables (Q<sub>i</sub>)**

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps .la durée d'application est très faible par rapport aux durées de vie de constructions. Les valeurs de ces charges sont fixées par le règlement, en fonction des conditions d'exploitation de la construction ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations ;
- Les charges climatiques ;
- Les charges appliquées en cour d'exécution ;
- Les charges dues à la température.

### I.10.3 Actions accidentelles ( $F_A$ )

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

- Les séismes (E) ;
- Les explosions ;
- Les chocs.

### I.11 Les sollicitations

Ce sont des efforts normaux et tranchants et les moments fléchissant et de torsions qui sont calculés à partir des actions en utilisant les procédés de la RDM.

### I.12 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions de calcul à considérer simultanément. Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des sections. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

Dans ce qui suit on désigne par :

$G_{max}$ : L'ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{min}$ : L'ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$ : Action variable de base.

$Q_i$  ( $i > 1$ ): Action variable d'accompagnement.

#### I.12.1 Combinaisons d'action à l'ELU

*Situations durables ou transitoires*

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} Q_i \quad \text{CBA (Article A. 3.3.2.1)}$$

Avec :

$\Psi_{0i} = 0.77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\Psi_{0i}$  : Coefficient de pondération.

$\gamma_{Q1}$  : Vaut 1,5 en général et 1.35 dans les cas suivants :

- Bâtiments agricoles à faibles occupation humaine ;
- Charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier ;
- La température.

*Situations accidentelles*

$$1.35 G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11}Q_1 + \sum \Psi_{2i}Q_i \quad \text{CBA (Article A. 3.3.2.1)}$$

Avec :

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

$\Psi_{11}Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i}Q_i$  : Valeur quasi-permanente d'une action variable.

Pour ce qui est de l'action sismique les règles parasismiques Algériennes RPA 99/2003 considèrent les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$  ..... (1)
- $0.8 G \pm E$  ..... (2)

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par

- $G + Q \pm 1.2E$  ..... (3)    **RPA 99/2003(art 5.2)**

**I.12.2 Combinaisons d'actions à l'ELS**

$$G_{max} + G_{min} + F_A + Q_1 + \sum \Psi_{0i}Q_i \quad \text{CBA (Article A. 3.3.3)}$$

**I.13 CONCLUSION**

Le béton armé est un élément mélangé par plusieurs matériaux. Il est constitué par la réunion de deux matériaux que nous supposons simple ; c'est le béton et l'acier, disposés d'une façon à utiliser d'une manière économique la résistance de chacun d'eux.

Dans l'association béton + acier, le béton résiste aux efforts de compression et l'acier résiste aux efforts de traction et éventuellement aux efforts de compression si le béton ne suffit pas pour reprendre tous les efforts de compression qui existent.

Une construction sera appelée en béton armé si les deux matériaux participent à la résistance de l'ensemble.

# Chapitre II :

## Chapitre II :

*Prédimensionnement des  
éléments*

## II Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

### II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des différents éléments d'un ouvrage a pour but de déterminer les sections des éléments de la structure afin de reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Cette opération se fait conformément aux règles et lois édictés par le règlement RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93 et les différents DTR [1] [2] [3].

### II.2 Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément horizontal constituant une séparation entre deux niveaux successifs d'une habitation et recueillant les charges et les surcharges qui lui sont appliquées et il les transmet aux éléments porteurs.

Dans notre structure on utilise deux types de planchers :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

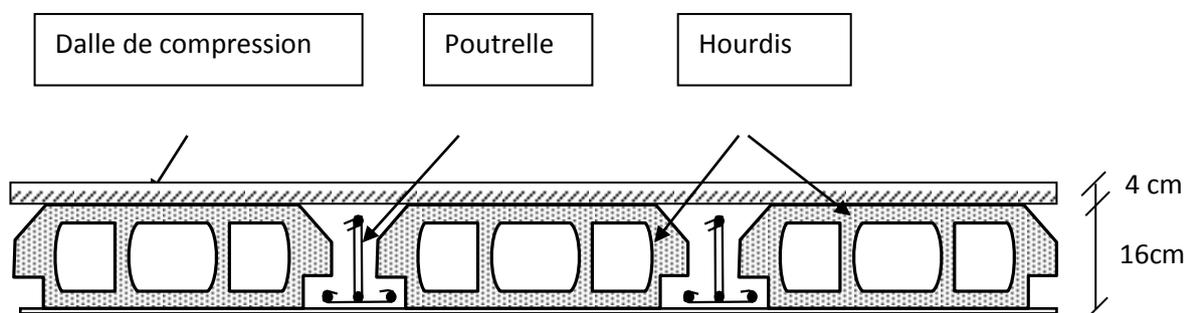
#### II.2.1 Plancher a corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de trois éléments principaux :

- Les corps creux ou (hourdis) : qui servent de coffrage perdu.
- Les poutrelles en béton armé qui reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression armée coulée sur les hourdis qui reprend les efforts de compression.

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

$$(h_t = h_{cc} + h_{ddc})$$



**Figure II.1** : Plancher à corps creux

Avec

- $h_{cc}$  : hauteur du corps creux.
- $h_{adc}$  : hauteur de la dalle de compression.

D'après le DTR B.C 2.4.1 (C.B.A 93) :

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

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

$$L_{max} = 3,74 - 0,3 = 3,44 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{344}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 15,29 \text{ cm}$$

On prend  $h_t = 20\text{cm}$  soit un plancher (16+4) cm

$$h_t = 20 \text{ cm} \quad \begin{cases} h_{cc} = 16 \text{ cm} \\ h_{adc} = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

### II.2.1.1 Déposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée (pour minimiser la flèche).
- Le 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.

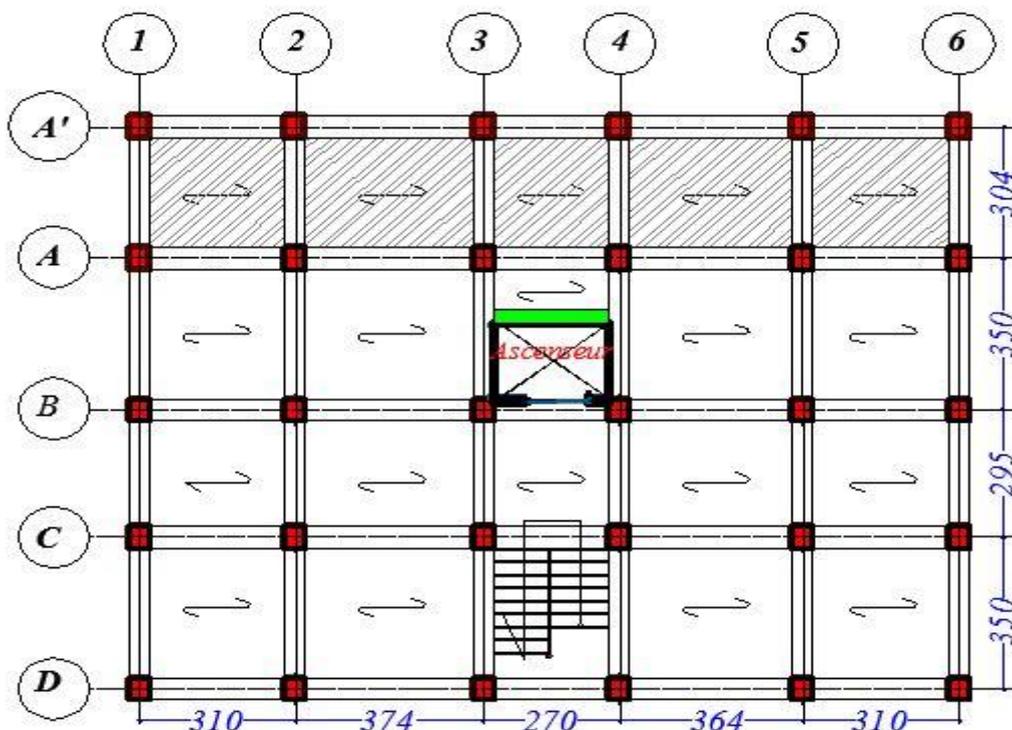


Fig.II.2 Plan de disposition des poutrelles (Niv 0.00 au Niv 4.08)

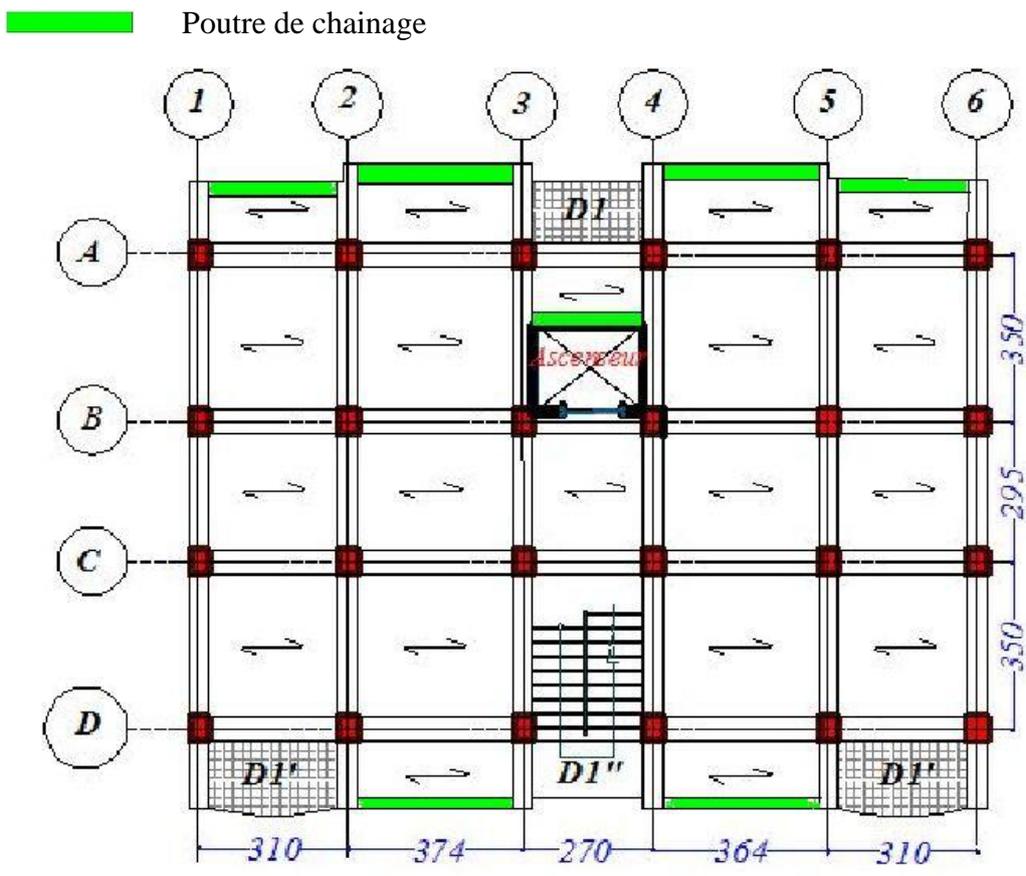


Fig.II.3 Plan de disposition des poutrelles (du Niv 4.08 au Niv 27.20)

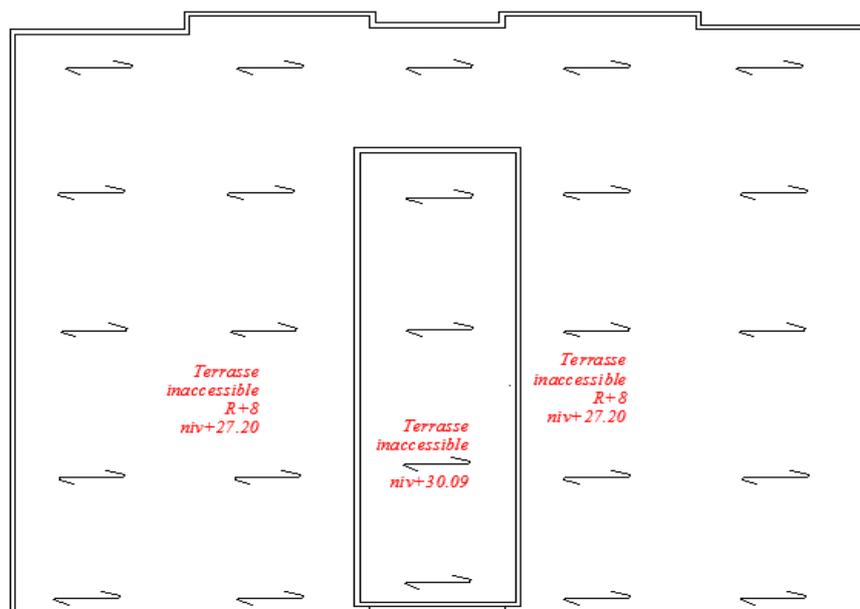


Fig.II.4 Plan de disposition des poutrelles (du Niv 27.20 au Niv 30.09)

### II.3 Pré dimensionnement des poutrelles

Dans le domaine du bâtiment et de la construction une **poutrelle** désigne un élément porteur d'un plancher béton.

La taille d'une poutrelle et de ses armatures est calibrée en fonction de sa longueur et des charges qu'elle doit reprendre elles servent à transmettre les charges réparties concentrées aux poutres principales.

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression) autrement dit sont calculées comme des poutres continues a la flexion simple.

$h_t$  : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

$h_{adc}$  : Hauteur de la dalle de compression

$b_0$  : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

$b$  : Largeur efficace

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA93. Art 4. 1. 3)}$$

Avec

$L_x$  : Distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y^{min}$  : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h_t = 20 \text{ cm} ; h_{adc} = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y^{min} = 270 - 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 24 \text{ cm})$$

$$b \leq 24 \times 2 + 10$$

$$\text{Ce qui donne } b \leq 58 \text{ cm} ; \text{ soit } b = 55 \text{ cm}$$

#### II.3.1 Plancher à dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé. Elles reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé, généralement utilisé quand le plancher a corps creux ne peut pas être utilisé (soit la surcharge Q est importante et / ou les travées sont importantes).

Le dimensionnement de ce type de dalle dépend de trois critères :

##### 1. Critère de résistance à la flexion : RPA99/2003

✓ Dalle sur un seul appui :  $e \geq \frac{Lx}{20}$

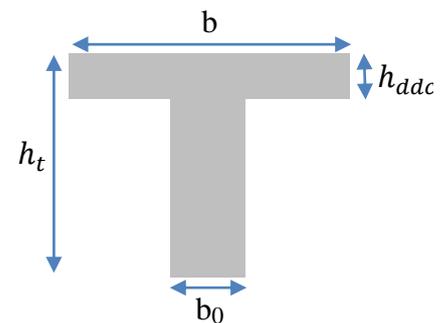


Figure II.5. Coupe transversale des poutrelles

- ✓ Dalle sur deux appuis avec  $\rho \leq 0.4$  :  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- ✓ Dalle sur 3 ou 4 appuis avec  $\rho > 0.4$  :  $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

**2. Critère de résistance au feu : CBA 93**

- ✓ Pour une heure de coupe-feu :  $e \geq 7$  cm
- ✓ Pour deux heures de coupe-feu :  $e \geq 11$  cm
- ✓ Pour quatre heures de coupe-feu :  $e \geq 14$  cm

**3. Isolation phonique**

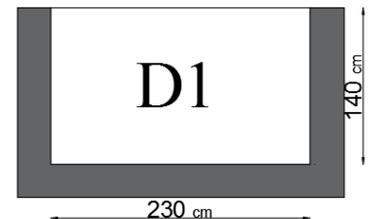
Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière.

Dans notre structure nous avons un seul type de dalle pleine :

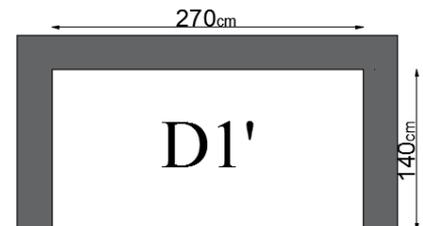
➤ **Dalle sur trois appuis D1**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = L_x/L_y = 0,61 > 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 3 \text{ cm} \end{array} \right.$$



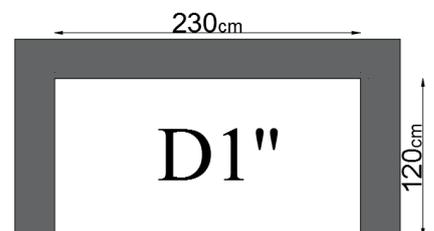
➤ **Dalle sur trois appuis D1'**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = L_x/L_y = 0,52 > 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$



➤ **Dalle sur trois appuis D1''**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = L_x/L_y = 0,61 > 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 3 \text{ cm} \end{array} \right.$$



Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faible donc on utilise le critère de coupe-feu

D'où, on opte pour les dalles pleines (balcons) une épaisseur  $e=12$ cm et pour le palier (dalle pleine du niv 4.08 au niv 27.20) une épaisseur de  $e=15$  cm .

## II.4 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.

Le chargement ou encore les charges agissant sur les poutres de plancher sont essentiellement des charges verticales (poids propre, et surcharges d'exploitation, ou de neige).

A noter que ces surcharges sont supposées uniformément réparties mais parfois ces mêmes charges peuvent être ponctuelles.

Ainsi, les planchers recevant les charges (permanentes, et d'exploitation), en s'appuyant sur les poutres transmettent à ces dernières par **réaction d'appui** ces mêmes charges, qui seront transmises aux éléments porteurs verticaux (poteaux) toujours par les mêmes principes d'action réaction.

La hauteur des poutres est déterminée par l'expression suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

### II.4.1 Poutres Principales (PP)

Disposées perpendiculairement aux poutrelles

$$L_{max} = 3,5 - 0,35 = 3,15 \text{ m} \quad (\text{Pour des poteaux de } (30 \times 35) \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc} \quad 21 \text{ cm} \leq h \leq 31,5 \text{ cm}$$

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

#### ➤ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

### II.4.2 Poutres Secondaires (PS)

$$L_{max} = 3,75 - 0,3 = 3,44 \text{ m}$$

$$22,93 \text{ cm} \leq h \leq 34,4 \text{ cm}$$

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

#### ➤ Vérification des exigences du RPA 99/2003 (Art 7.5.1)

$$\begin{cases} h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

## II.5 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liés entre eux par des planchers. Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

$$e = \max \left( \frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$$

Avec :

- $h_e$  : hauteur libre du voile (hauteur d'étage – épaisseur de la dalle)
- $e$  : épaisseur du voile.

Dans notre cas, nous avons :

➤ **Sous-sol et RDC**

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$\text{Ce qui donne } e = 19.4 \text{ cm}$$

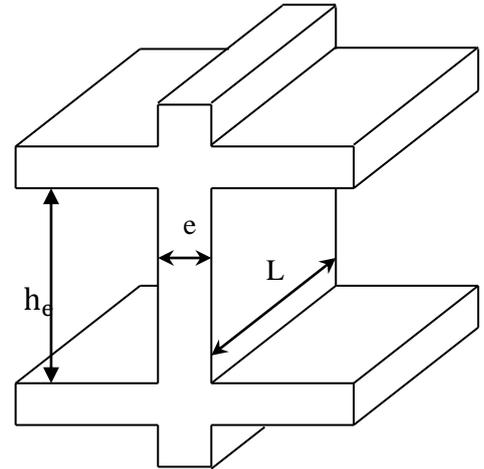
➤ **Etage courant**

$$h_e = 289 - 20 = 269 \text{ cm}$$

$$\text{Ce qui donne } e = 13,45 \text{ cm}$$

Au final on prend

$$e = \begin{cases} 20 \text{ cm} & \text{pour le sous sol et RDC} \\ 15 \text{ cm} & \text{pour le reste des étages} \end{cases}$$



**Figure II.6.** Coupe transversale d'un voile

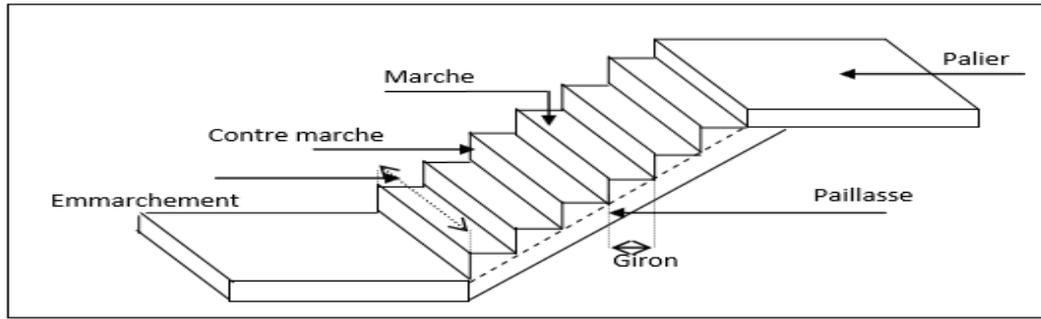
## II.6 Pré dimensionnement des escaliers

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et en descendant.

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- Giron (**g**): la largeur de la marche.
- Marche : la partie horizontale de la marche.
- Contre marche : la hauteur verticale de la marche (**h**).
- L'emmarchement : la longueur de la marche (**l**).
- La volée : est une succession de marche entre deux parties horizontales.
- Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches.
- Pallier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.
- Pente de l'escalier ( **$\alpha$** ) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escaliers confortables ;  $\alpha = [20^\circ \text{ à } 40^\circ]$ .
- La cage : est le volume où se situe l'escalier.
- Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.
- **n** : nombre de contre marches

- **n-1** : nombre de marches



**Fig.II.7.** schéma de l’escalier

Il existe plusieurs types d’escaliers, parmi ces types, on site ceux qui coïncide avec notre projet :

**II.6.1 Escalier droit (RDC)**

- **La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :**
  - la hauteur des contre marches (h) se situe entre 14 et 18 cm.
  - le giron (g), se situe entre 25 et 32 cm.

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

$$60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 64\text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

- **Pour la 1<sup>ère</sup> volée**  
H = 1,2 m

Selon la condition de BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm}$$

$$n \times h = H \text{ donc } h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

Si on pose  $2h + g = 64\text{cm}$ , on remplace h et g par leurs expressions en fonction de n, on

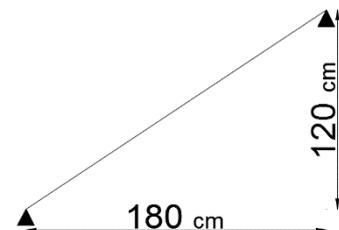
$$\text{obtient : } 64n^2 - (64+2H+L)n+2H = 0$$

$$0,64n^2 - (0,64+2 \times 1,2+1,8)n+2 \times 1,2 = 0$$

$$0,64n^2 - 4,84n + 2,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 4,157$$

$$n = 7$$



$$n-1 = 6$$

donc :

$$g = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{120}{7} = 17 \text{ cm}$$

d'où

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

- **Angle de raccordement  $\alpha$**

$$L_0 = 1,8 \text{ m}$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1,2}{1,8}\right) = 33,69^\circ$$

- **épaisseur de la palisse**

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

7,21 cm < e < 10,8165 cm on prend e = 8 cm.

Selon le critère de coupe-feu on choisit une épaisseur de 12 cm

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 2,1633 \text{ m}$$

**Tableau II.1.** Dimensions de l'escalier RDC (la 1<sup>ère</sup> volée)

	H (m)	h (cm)	n	g (cm)	$\alpha$ (°)	e (cm)
<b>1<sup>ère</sup> volée</b>	1,2	17	7	30	33,69	12

▪ **Pour la 2<sup>ème</sup> et la 3<sup>ème</sup> volée :**

$$H_2 = 2,64 - 1,2 = 1,44 \text{ m}$$

$$H_3 = 4,08 - 2,64 = 1,44 \text{ m}$$

Selon la condition de BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm}$$

$$n \times h = H \text{ donc } h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

Si on pose  $2h + g = 64\text{cm}$ , on remplace h et g par leurs expressions en fonction de n, on

$$\text{obtient : } 64n^2 - (64+2H+L_0)n + 2H = 0$$

$$0,64n^2 - (0,64+2 \times 1,44+2,40)n + 2 \times 1,44 = 0$$

$$0,64n^2 - 5,92n + 2,88 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 5,26$$

$n=8,73$  on prend  $n=9$

$n - 1 = 8$

donc :

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

$$h = \frac{144}{9} = 16 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 16 \leq 64 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

- **Angle de raccordement  $\alpha$**

❖ **Pour la 2<sup>ème</sup> volée**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1,44}{2,40}\right) = 30,96^\circ$$

- **épaisseur de la pailasse**

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$$11,1997 \text{ cm} < e < 17,995 \text{ cm} \quad \text{on prend } e = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } L = L_{P1} + L_v = 0,8 + 2,799 = 3,599$$

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 2,799$$

❖ **pour la 3<sup>ème</sup> volée**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1,44}{2,40}\right) = 30,96^\circ$$

Avec

$$L_0 = 240 \text{ cm}$$

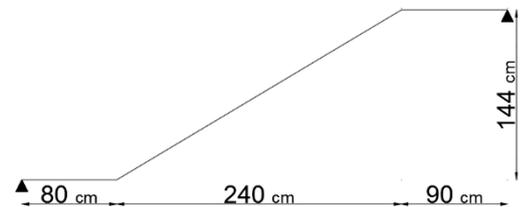
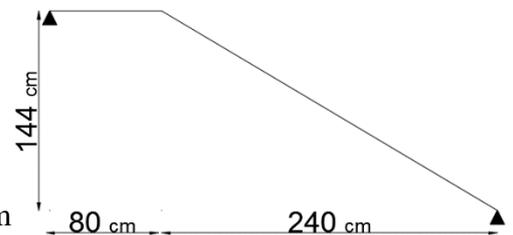
- **épaisseur de la pailasse**

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$$13,66 \text{ cm} < e < 20,5 \text{ cm} \quad \text{on prend } e = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } L = L_{P1} + L_{P2} + L_v = 0,8+0,9 + 2,799 = 4,1$$

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 2,799$$



**Tableau II.2.** Dimensions de l'escalier RDC (volée 1 et 2)

	H (m)	h (cm)	n	g (cm)	$\alpha$ (°)	$L_0$ (cm)	e (cm)
Volée 2	1.44	16	9	30	30,96	240	15
Volée 3	1.44	16	9	30	30,96	240	15

**II.6.2 Escalier droit à deux volées (du 1er étage)**

On a :

Hauteur d'étage : 2.89 m

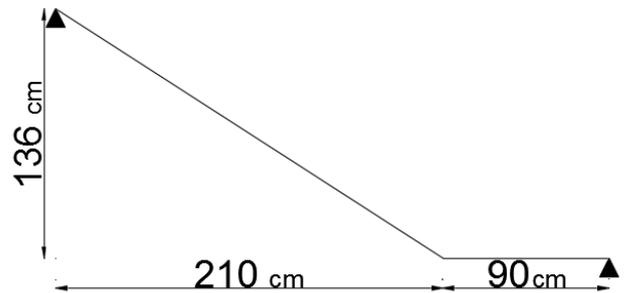
- Pour la 1<sup>ère</sup> volée :

$$H = 5,44 - 4,08 = 1,36 \text{ m}$$

Selon la condition de BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm}$$

$$n \times h = H \quad \text{donc} \quad h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$



Si on pose  $2h + g = 64\text{cm}$ , on remplace  $h$  et  $g$  par leurs expressions en fonction de  $n$ , on

$$\text{obtient : } 64n^2 - (64+2H+L_0)n+2H = 0$$

$$0,64n^2 - (0,64+2 \times 1,36+2,10)n+2 \times 1,36 = 0$$

$$0,64n^2 - 5,46n + 2,72 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 4,78$$

$$n = 8$$

$$n-1 = 7$$

donc :

$$g = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{136}{8} = 17 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

**Angle de raccordement  $\alpha$** 

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{1,44}{2,10} \right) = 34,44^\circ$$

- épaisseur de la palisse

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$$11,33 \text{ cm} < e < 17 \text{ cm} \quad \text{on prend } e = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Avec } L = L_p + L_v = 0,9 + 2,5 = 3,4 \text{ m}$$

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 2,5$$

▪ Pour la 2<sup>ème</sup> volée :

$$H = 6,97 - 5,44 = 1,53 \text{ m}$$

Selon la condition de BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm}$$

$$n \times h = H \text{ donc } h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

Si on pose  $2h + g = 64\text{cm}$ , on remplace h et g par leur expression en fonction de n, on

$$\text{obtientra : } 64n^2 - (64+2H+L_0)n+2H = 0$$

$$0,64n^2 - (0,64+2 \times 1,53+2,40)n+2 \times 1,53 = 0$$

$$0,64n^2 - 6,1n + 3,06 = 0$$

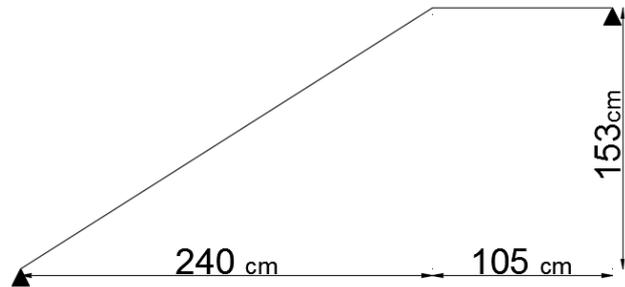
$$\sqrt{\Delta} = 5,42$$

$$n = 9$$

$$\text{donc : } g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

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

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$



- Angle de raccordement  $\alpha$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1,53}{2,4}\right) = 32,52^\circ$$

- épaisseur de la palisse

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$$12,695 \text{ cm} < e < 19,0425 \text{ cm} \quad \text{on prend } e = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Avec } L = L_p + L_v = 1,05 + 2,7585 = 3,805 \text{ m}$$

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 2,7585$$

**Tableau II.3.** Dimensions des escaliers des étages courants (volée 1 et 2)

	H (m)	h (cm)	n	g (cm)	$\alpha$ (°)	L <sub>0</sub> (cm)	e (cm)
Volée 1	1,36	17	8	30	34,44	210	15
Volée 2	1,53	17	9	30	32,52	240	15

## II.7 Evaluation des charges et des surcharges

Tableau II.4. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5,28</b>
<b>Q étages courant</b>				<b>1,5</b>
<b>Q étage commercial</b>				<b>5</b>
<b>Q étage de stockage</b>				<b>3,5</b>

Tableau II.5. Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	25	0,15	3,75
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	cloison	/	/	1
<b>Charge permanent G</b>				<b>6,18</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>2,5</b>

Tableau II.6. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Etanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>6,25</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>1</b>

**Tableau II.7.** Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Étanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	dalle pleine	25	0,15	3,75
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>7,15</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>1</b>

**Tableau II.8.** Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	25	0,12	3
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>4,43</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>3,5</b>

**Tableau II.9.** Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs (35 cm)

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuses	/	0,20	1,75
3	Brique creuses	/	0,10	0,9
4	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>3,19</b>

**Tableau II.10.** Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs (25 cm)

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuses	/	0,10	0,9
3	Brique creuses	/	0,10	0,9
4	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>2,34</b>

**Tableau II.11.** Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

N°	Couche		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Type 1				
					RDC			étages	
					Volée 1	Volée 2	Volée 3	Volée 1	Volée 2
1	dalle pleine		25	0,08/cos( $\alpha$ )	2,4037	/	/	/	/
				0,15/cos( $\alpha$ )	/	4,373	4,373	4,547	4,447
2	Carrelage	Horizontal	20	0,02	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
		Vertical	20	0,02h/g	0,2267	0,2133	0,2133	0,227	0,227
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
		Vertical	20	0,02h/g	0,2267	0,2133	0,2133	0,227	0,227
4	Enduit de ciment		18	0,015/cos( $\alpha$ )	0,3245	0,3148	0,3148	0,327	0,32
5	poids des marches		22	h/2	1,87	1,76	1,76	1,87	1,87
6	Garde de corps		/	/	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
<b>Charge permanente G<sub>vi</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>					6,4516	8,2744	8,2744	8,598	8,491
<b>Q</b>					2,5				

**Tableau II.12.** Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	25	0,15	3,75
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanente G</b>				<b>5,18</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>2,5</b>

## II.8 L'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G) qui donne un effort normal  $N_G$ , à une surcharge horizontale due à la surcharge (Q) provoquant un moment de flexion et à une force sismique ( $F_p$ ) il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

Les dimensions de l'acrotère sont données ci-dessus :

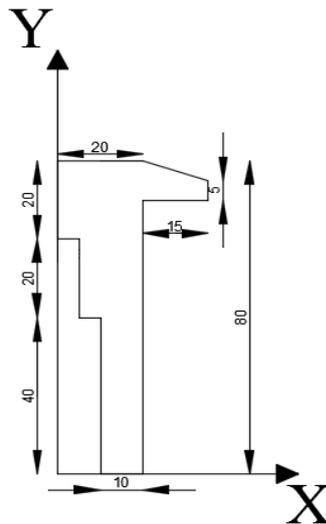


Fig.II.8. Schéma de l'acrotère

➤ **Hypothèse de calcul**

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- La fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère sera calculé en flexion composé.
- Le poids propre et la charge d'exploitation.

▪ **Calcul de la surface**

$$S = (10 \times 40) + (20 \times 15) + (20 \times 20) + \left( \frac{15 \times 5}{2} \right) + (5 \times 15) = 1212,5 \text{ cm}^2$$

▪ **Evaluation des charges**

**Poids propre**

$$G_1 = 0,12125 \times 25 = 3,03125 \text{ KN /ml}$$

**Poids d'enduit extérieur (e = 1,5 cm)**

$$G_2 = 0,8 \times 0,015 \times 20 = 0,24 \text{ KN /ml}$$

**Poids d'enduit intérieur (e = 2 cm)**

$$G_3 = 0,8 \times 0,02 \times 20 = 0,32 \text{ KN /ml}$$

**D'où**

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 3,59125 \text{ KN/ ml}$$

**Charge horizontale (charge sismique)**

D'après le RPA 99/2003, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

**RPA99 (article 6.2.3)**

**Avec :**

**A :** coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA (Tableau 4.1)**

**C<sub>p</sub> :** Facteur de force horizontale varie entre 0.3 et 0.8

**W<sub>p</sub> :** Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : le groupe d'usage 2 et zone IIa (Bejaia).

$$A = 0.15$$

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 3,59125 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3,59125 \quad \text{d'où} \quad F_p = 1,7238 \text{ KN.}$$

**Tableau.II.13.** Charge permanente revenant à l'acrotère.

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment interieur (e=2cm)	Enduit ciment exterieur (e=15cm)	G <sub>total</sub> (KN/ml)	Q (KN/ml)
80	10	0,12125	3,03125	0.4	0,6	3,59125	1,00

## II.9 Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des Fondations.

Aussi, le Rôle des poteaux, ne se limite pas d'assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes et aux vents.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

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

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

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

**P(A.3)** : poteau au niveau de l'ascenseur.

**P(D.3)** : poteau au niveau de la cage d'escalier.

**P(B.2)** : poteau central.

Pour avoir le cas le plus défavorable, on va considérer des poteaux  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$  pour le calcul des surfaces afférentes, et des poteaux de dimensions préliminaires définies ci-après pour le calcul des poids propres de ces derniers.

**Tableau II.14.** Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Niveau	Dimensions (b × h) cm <sup>2</sup>	poids propre g (KN) $g = h b H_e \gamma_c$
Sous-sol	55 × 55	30,855
RDC		
Etages 1 et 2	50 × 50	18,0625
Etages 3 et 4	45 × 45	14,630625
Etages 5 et 6	40 × 40	11,56
Etages 7 et 8	35 × 35	8,850625
Terrasse inaccessible (locale de machine)	35 × 35	8,850625

**Avec :**

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

**H<sub>e</sub>** : hauteur du poteau  $\begin{cases} H_e = 4,08 \text{ m} & \text{pour le RDC et le sous sol} \\ H_e = 2,89 \text{ m} & \text{pour le reste des étages} \end{cases}$

Les surcharges d'exploitation repris par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le DTR comme suit :

Sous la terrasse :  $Q_0$

Sous le 8<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous le 7<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 6<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 5<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 4<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour  $n \geq 5$ ) :  $Q_0 + (3 + n)/(2 * n) \sum_1^n Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

**II.9.1 Pré dimensionnement du Poteau (A.3)**

**T.I** : terrasse inaccessible ; **D.P** : dalle pleine ; **C.C** : corps creux.

**PP** : poutre principale ; **PS** : poutre secondaire ; **PL** : poutre palière

**II.9.1.1 Surfaces afférentes**

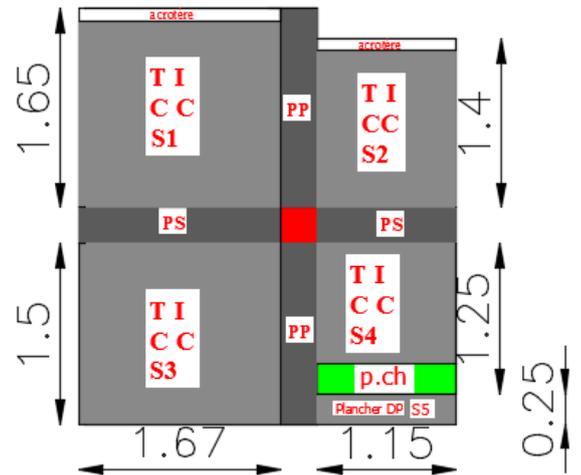
➤ **Terrasse inaccessible**

$$\begin{cases} S1 = 1,67 \times 1,65 = 2.7555 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,15 \times 1,4 = 1,61 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,67 \times 1,5 = 2.505 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,15 \times 1,25 = 1,4375 \text{ m}^2 \\ S5 = 1,15 \times 0,25 = 0,2875 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 3,15 \text{ m} \\ L_{ps} = 2,82 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 8,26875 \text{ KN} \\ g_{ps} = 6,345 \text{ KN} \end{cases}$$

$g_{poutres} = 14,61375 \text{ KN}$

$g_{poutre \text{ de chainage}} = 1,4375 \text{ KN}$



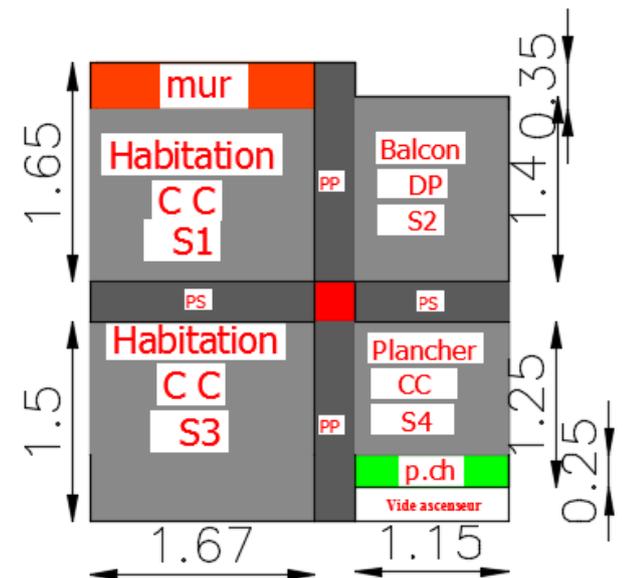
➤ **étage courant**

$$\begin{cases} S1 = 1,67 \times 1,65 = 2.7555 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,15 \times 1,4 = 1,61 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,67 \times 1,5 = 2,505 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,15 \times 1,25 = 1,4375 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 3,15 \text{ m} \\ L_{ps} = 2,82 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 8,26875 \text{ KN} \\ g_{ps} = 6,345 \text{ KN} \end{cases}$$

$g_{poutres} = 14,61375 \text{ KN}$

$g_{poutre \text{ de chainage}} = 1,4375 \text{ KN}$

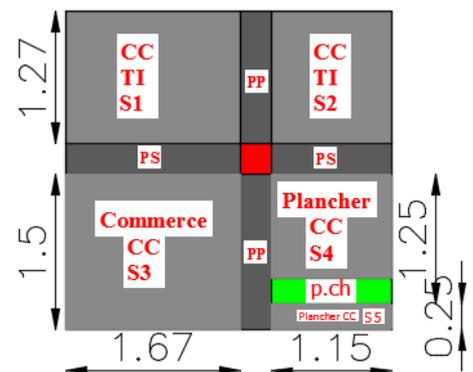


➤ **étage du RDC**

$$\begin{cases} S1 = 1,67 \times 1,27 = 2,1209 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,15 \times 1,27 = 1,4605 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,67 \times 1,5 = 2,505 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,15 \times 1,25 = 1,4375 \text{ m}^2 \\ S5 = 1,15 \times 0,25 = 0,2875 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 2,77 \text{ m} \\ L_{ps} = 2,82 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 7,25125 \text{ KN} \\ g_{ps} = 6,345 \text{ KN} \end{cases}$$

$\Rightarrow g_{poutres} = 13,61625 \text{ KN}$



⇒  $g_{\text{poutres de chaînage}} = 1,4375 \text{ KN}$

**Tableau II.15.** Résultats de la descente de charge du poteau (A.3)

Étage	Niveau	Élément	poids propres G(KN)	surcharges Q(KN)
étage 8	0	Plancher	53,70175	9,02675
		poutres	16,05125	
		poteaux	8,850625	
		acrotère	10,127325	
	<b>SOMME</b>		<b>88,139325</b>	<b>9,02675</b>
étage 7	1	venant de 8	88,139325	24,70875
		Plancher	42,49774	
		poutres	16,05125	
		poteaux	8,850625	
		mur	1,864555	
	<b>SOMME</b>		<b>156,81187</b>	<b>24,70875</b>
étage 6	2	venant de 7	156,81187	38,8225
		Plancher	42,49774	
		poutres	16,05125	
		poteaux	11,56	
		mur	1,864555	
	<b>SOMME</b>		<b>228,013165</b>	<b>38,8225</b>
étage 5	3	venant de 6	228,013165	51,36815
		Plancher	42,49774	
		Poutres	16,05125	
		Poteaux	11,56	
		mur	1,864555	
	<b>SOMME</b>		<b>299,21446</b>	<b>51,36815</b>
étage 4	4	venant de 5	299,21446	62,34555
		Plancher	42,49774	
		Poutres	16,05125	
		Poteaux	14,630625	
		mur	1,864555	
	<b>SOMME</b>		<b>373,305755</b>	<b>62,34555</b>
étage 3	5	venant de 4	373,305755	71,75475
		Plancher	42,49774	
		Poutres	16,05125	
		Poteaux	14,630625	
		mur	1,864555	
	<b>SOMME</b>		<b>447,39705</b>	<b>71,75475</b>
étage 2	6	venant de 3	447,39705	79,59575
		Plancher	42,49774	

		Poutres	16,05125	
		Poteaux	18,0625	
		mur	1,864555	
		<b>SOMME</b>	<b>524,739595</b>	
<b>étage 1</b>	7	venant de 2	524,739595	87,405386
		Plancher	42,49774	
		Poutres	16,05125	
		Poteaux	18,0625	
		mur	1,864555	
	<b>SOMME</b>	<b>602,08214</b>	<b>87,405386</b>	
<b>RDC</b>	8	venant de 1	602,08214	110,986786
		Plancher	42,49774	
		Poutres	16,05125	
		Poteaux	30,855	
		mur	1,864555	
	<b>SOMME</b>	<b>691,218435</b>	<b>110,986786</b>	
<b>Sous-sol</b>	9	Venant de RDC	691,218435	138,326686
		Plancher	44,997025	
		Poutres	15,05375	
		Poteaux	30,855	
	<b>SOMME</b>	<b>797,21171</b>	<b>138,326686</b>	
		<b>ELU</b>	1,35G = 1076,23581	1,5Q = 207,490029
		<b>Effort normal à la base du poteau</b>	<b>N<sub>u</sub>' = 1283,72584</b>	

## II.9.2 Pré dimensionnement du Poteau (D.3)

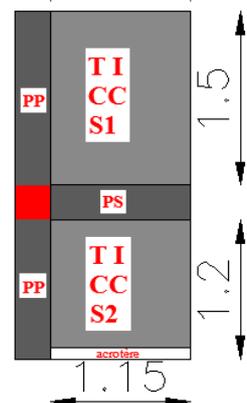
### II.9.2.1 Surfaces afférentes

#### Terrasse inaccessible (2)

$$\begin{cases} S1 = 1,15 \times 1,5 = 1,725 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,15 \times 1,2 = 1,38 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 2,7 \text{ m} \\ L_{ps} = 1,15 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 7,0875 \text{ KN} \\ g_{ps} = 2,5875 \text{ KN} \end{cases}$$

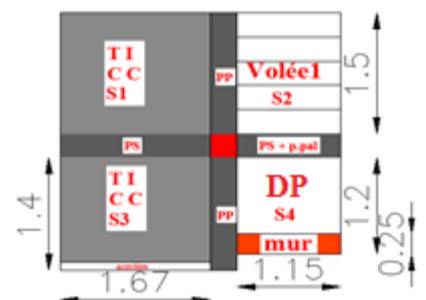
$$\Rightarrow g_{poutres} = 9,675 \text{ KN}$$



#### Terrasse inaccessible (locale de machine)

$$\begin{cases} S1 = 1,67 \times 1,5 = 2,505 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,15 \times 1,5 = 1,725 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,67 \times 1,4 = 2,338 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,15 \times 1,2 = 1,38 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 2,9 \text{ m} \\ L_{ps} = 2,82 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 7,6125 \text{ KN} \\ g_{ps} = 6,345 \text{ KN} \end{cases}$$



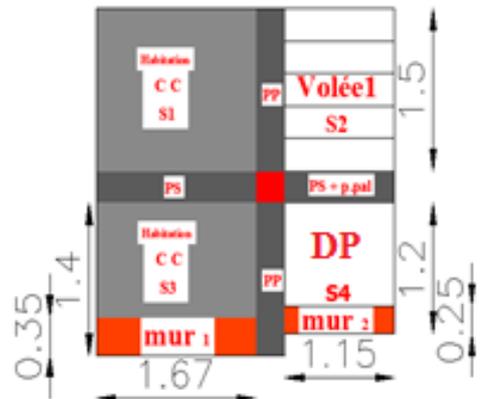
$$g_{poutres} = 13,9575 \text{ KN}$$

étage courant

$$\begin{cases} S1 = 1,67 \times 1,5 = 2,505 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,15 \times 1,5 = 1,725 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,67 \times 1,4 = 2,338 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,15 \times 1,2 = 1,38 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 2,9 \text{ m} \\ L_{ps} = 2,82 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 7,6125 \text{ KN} \\ g_{ps} = 6,345 \text{ KN} \end{cases}$$

$$g_{poutres} = 13,9575 \text{ KN}$$



RDC

$$\begin{cases} S1 = 1,67 \times 1,5 = 2,505 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,15 \times 0,95 = 1,0925 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,15 \times 0,55 = 0,6325 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 1,5 \text{ m} \\ L_{ps} = 2,82 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 3,9375 \text{ KN} \\ g_{ps} = 6,345 \text{ KN} \end{cases}$$

$$g_{poutres} = 10,2825 \text{ KN}$$

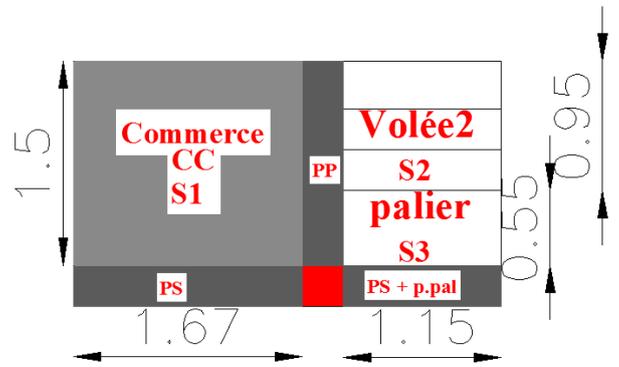


Tableau II.16. Résultats de la descente de charge du poteau (D.3)

Etages	Niveau	Elément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
TI	0	Plancher	19,40625	3,105
		Poutres	9,675	
		Poteaux	8,850625	
		acrotère	4,1299375	
<b>SOMME</b>			<b>40,7974375</b>	<b>3,105</b>
Étage8	1	venant de 9	40,7974375	15,193
		Plancher+ Escalier	53,6287	
		poutres	13,9575	
		poteaux	8,850625	
		Poutre palière	2,5875	
		acrotère	5,9973875	
		mur	0,67275	
<b>SOMME</b>			<b>125,227525</b>	<b>15,193</b>
étage 7	2	venant de 8	125,227525	26,532285
		Plancher+ Escalier	48,93099	
		Poutres	13,9575	
		Poteaux	8,856025	
		Poutre palière	2,5875	
		mur	2,537305	
<b>SOMME</b>			<b>200,82707</b>	<b>26,532285</b>

étage 6	3	venant de 7	200,82707	36,61434
		Plancher+ Escalier	48,93099	
		poutres	13,9575	
		poteaux	11,56	
		Poutre palière	2,5875	
		mur	2,537305	
	<b>SOMME</b>	<b>278,955365</b>	<b>36,61434</b>	
étage 5	4	venant de 6	278,955365	45,439165
		Plancher+ Escalier	48,93099	
		Poutres	13,9575	
		Poteaux	11,56	
		Poutre palière	2,5875	
		mur	2,537305	
	<b>SOMME</b>	<b>357,08366</b>	<b>45,439165</b>	
étage 4	5	venant de 5	357,08366	53,00676
		Plancher+ Escalier	48,93099	
		poutres	13,9575	
		poteaux	14,630625	
		Poutre palière	2,5875	
		mur	2,537305	
	<b>SOMME</b>	<b>438,101955</b>	<b>53,00676</b>	
étage 3	6	venant de 4	438,101955	59,317125
		Plancher+ Escalier	48,93099	
		poutres	13,9575	
		poteaux	14,630625	
		Poutre palière	2,5875	
		mur	2,537305	
	<b>SOMME</b>	<b>519,12025</b>	<b>59,317125</b>	
étage 2	7	venant de 3	519,12025	65,245478
		Plancher+ Escalier	48,93099	
		poutres	13,9575	
		poteaux	18,0625	
		Poutre palière	2,5875	
		mur	2,537305	
	<b>SOMME</b>	<b>603,389795</b>	<b>65,245478</b>	
étage 1	8	venant de 2	603,389795	69,8677647
		Plancher+ Escalier	48,93099	
		poutres	13,9575	
		poteaux	18,0625	
		Poutre palière	2,5875	
		mur	2,537305	
	<b>SOMME</b>	<b>687,65934</b>	<b>69,8677647</b>	
RDC	9	venant de 1	687,65934	91,0177647
		Plancher+ Escalier	48,93099	
		Poutres	13,9575	
		Poteaux	30,855	
		Poutre palière	2,5875	
		mur	2,537305	
	<b>SOMME</b>	<b>783,722635</b>	<b>91,0177647</b>	
Sous-sol	10	venant de RDC	783,722635	118,835765
		Plancher+ Escalier	25,542532	
		poutres	10,2825	

		poteaux	30,855	
		Poutre palière	2,5875	
		<b>SOMME</b>	869,342042	118,835765
		<b>ELU</b>	1,35G = 1173,61176	1,5Q = 178,253647
		<b>Effort normal à la base du poteau</b>	<b>N<sub>u</sub>' = 1351,8654</b>	

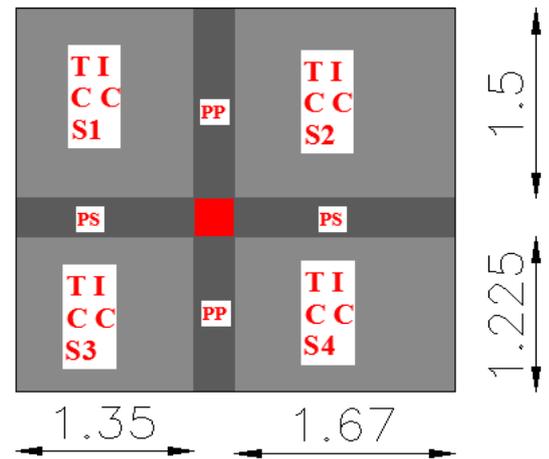
II.9.3 Pré dimensionnement du Poteau (B.2)

➤ Terrasse inaccessible

$$\begin{cases} S1 = 1,35 \times 1,5 = 2,025 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,67 \times 1,5 = 2,505 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,35 \times 1,225 = 1,65375 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,67 \times 1,225 = 2,04575 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 2,725 \text{ m} \\ L_{ps} = 3,02 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 7,153125 \text{ KN} \\ g_{ps} = 6,795 \text{ KN} \end{cases}$$

g<sub>poutres</sub> = 13,948125 KN

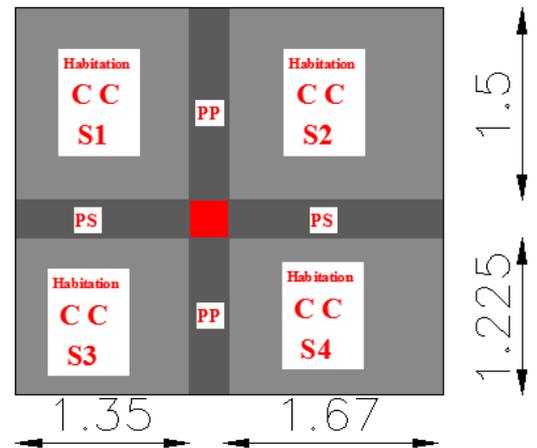


➤ étage courant

$$\begin{cases} S1 = 1,35 \times 1,5 = 2,025 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,67 \times 1,5 = 2,505 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,35 \times 1,225 = 1,65375 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,67 \times 1,225 = 2,04575 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 2,725 \text{ m} \\ L_{ps} = 3,02 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 7,153125 \text{ KN} \\ g_{ps} = 6,795 \text{ KN} \end{cases}$$

g<sub>poutres</sub> = 13,948125 KN



➤ étage du RDC

$$\begin{cases} S1 = 0,4 \times 1,5 = 0,6 \text{ m}^2 \\ S2 = 0,72 \times 1,5 = 1,08 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,35 \times 1,225 = 1,65375 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,67 \times 1,225 = 2,04575 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 2,725 \text{ m} \\ L_{ps} = 3,02 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 7,153125 \text{ KN} \\ g_{ps} = 6,795 \text{ KN} \end{cases}$$

g<sub>poutres</sub> = 13,948125 KN

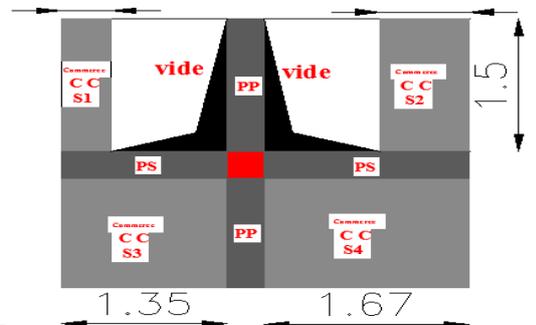


Tableau.II.17. Résultats de la descente de charge du poteau (B.2)

Étage	Niveau	Élément	poids propres G(KN)	surcharges Q(KN)
étage 8	0	Plancher	51,434375	8,2295
		poutres	13,948125	
		poteaux	8,850625	
	<b>SOMME</b>		<b>72,96875</b>	<b>8,2295</b>
étage 7	1	venant de 8	72,96875	20,57375
		Plancher	43,45176	
		poutres	13,948125	
	poteaux	8,850625		
<b>SOMME</b>		<b>137,954885</b>	<b>20,57375</b>	
étage 6	2	venant de 7	137,954885	31,683575
		Plancher	43,45176	
		poutres	13,948125	
	poteaux	11,56		
<b>SOMME</b>		<b>205,46977</b>	<b>31,683575</b>	
étage 5	3	venant de 6	205,46977	41,558975
		Plancher	43,45176	
		Poutres	13,948125	
	Poteaux	11,56		
<b>SOMME</b>		<b>272,984655</b>	<b>41,558975</b>	
étage 4	4	venant de 5	272,984655	50,19995
		Plancher	43,45176	
		Poutres	13,948125	
	Poteaux	14,630625		
<b>SOMME</b>		<b>343,38954</b>	<b>50,19995</b>	
étage 3	5	venant de 4	343,38954	57,6065
		Plancher	43,45176	
		Poutres	13,948125	
	Poteaux	14,630625		
<b>SOMME</b>		<b>413,794425</b>	<b>57,6065</b>	
étage 2	6	venant de 3	413,794425	63,778625
		Plancher	43,45176	
		Poutres	13,948125	
	Poteaux	14,630625		
<b>SOMME</b>		<b>487,45056</b>	<b>63,778625</b>	
étage 1	7	venant de 2	487,45056	69,9260615
		Plancher	43,45176	
		Poutres	13,948125	
	Poteaux	18.0625		
<b>SOMME</b>		<b>561,106695</b>	<b>69,9260615</b>	

<b>RDC</b>	8	venant de 1	561,106695	90,1035615
		Plancher	43,45176	
		Poutres	13,948125	
		Poteaux	30,855	
	<b>SOMME</b>		<b>646,55658</b>	<b>90,1035615</b>
<b>Sous-sol</b>	9	Venant de RDC	646,55658	108,931812
		Plancher	28,40376	
		Poutres	13,348125	
		Poteaux	30,855	
	<b>SOMME</b>		<b>734,250965</b>	<b>108,931812</b>
<b>ELU</b>		<b>1,35G = 991,238803</b>	<b>1,5Q = 163,397717</b>	
<b>Effort normal à la base du poteau</b>		<b>N<sub>u</sub> = 1154,63652</b>		

Alors :

$$N'_u (A.3) = 1283,72584 \text{ KN}$$

$$N'_u (D.3) = 1351,8654 \text{ KN}$$

$$N'_u (B.2) = 1154,63652 \text{ KN}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (D.3) au niveau de la cage d'escalier

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (Art B.8.1.1) nous exige de majorer l'effort  $N_u$  comme suit :

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

Selon notre cas on doit majorer l'effort de compression ultime  $N_u$  à 10%, pour tenir compte de la continuité entre les travées telle que :

$$N_u = 1,1 (1,35 G + 1,5 Q) = 1,1 N'_u$$

### II.9.3.1 Vérifications à faire

#### ➤ Vérification à la compression simple

#### Exemple de calcul

#### ❖ Vérification du poteau à la base « poteau du sous-sol (55\*55) cm<sup>2</sup> »

Le dimensionnement se fait à l'ELU

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

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{1487,05194 \times 10^{-3}}{14,2}$$

$$\Rightarrow B \geq 0,10271859 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

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

Or, pour le poteau à la base (poteau du sous-sol)  $B = 0,55 \times 0,55 = 0,3025 \text{ m}^2$

**Donc :**  $B = 0,3025 \text{ m}^2 \geq 0.10472197\text{m}^2 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

**Tableau II.18.** Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Étages	Nu (KN)	Comparaison ( $B \geq B^{calc}$ )		Observation
		B (m <sup>2</sup> )	B <sup>calc</sup> (m <sup>2</sup> )	
<b>TI</b>	67.5850416	0,1225	0.00475951	Vérifiée
<b>8</b>	214.786518	0,1225	0.01512581	Vérifiée
<b>7</b>	347.63926	0,1225	0.02448164	Vérifiée
<b>6</b>	482.440994	0,16	0.03397472	Vérifiée
<b>5</b>	615.168298	0,16	0.04332171	Vérifiée
<b>4</b>	750.381051	0,2025	0.05284374	Vérifiée
<b>3</b>	883.519374	0,2025	0.06221967	Vérifiée
<b>2</b>	1021.12371	0,25	0.07191012	Vérifiée
<b>1</b>	1156.57304	0,25	0.08144881	Vérifiée
<b>RDC</b>	1338.28996	0,3025	0.09424577	Vérifiée
<b>Sous-sol</b>	1487.05194	0,3025	0.10472197	Vérifiée

**II.9.3.2 Vérification au flambement**

D'après le CBA93 (**Art B.8.8.1**), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2$  : section réduite du poteau.
- $\alpha$  : coefficient réducteur qui en fonction de l'élanement ( $\lambda$ )
- $A_s$ : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$  : coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$\lambda = l_f / i$

Tel que :

$l_f = 0,7 \times L_0$ : Longueur de flambement.

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

$$I = \frac{b \times h^3}{12} : \text{moment d'inertie}$$

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

**Exemple de calcul**

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

On a :  $L_0 = 4,08 - 0,3 = 3,78 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2,646 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{0,55^2}{12}} = 0.158771324 \text{ m}$$

Ce qui donne :  $\lambda = 2,646/0,158771324 = 16,66547795 < 50$

donc 
$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,813128676$$

Selon le BAEL :

$$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$$

On prend  $A_s = 1\% B_r$

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Or dans notre cas,  $B_r = (55 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0,2809 \text{ m}^2 > 0.08313957 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau II.19.** Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	Nu (KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	$(Br \geq Br^{calc})$		Observation
					Br	$Br^{calc}$	
<b>TI</b>	67.5850416	0.1010363	17.9440464	0.80754755	0.196	0.00380473	Vérifiée
<b>8</b>	214.786518			0.80754755	0.196	0.01209149	Vérifiée
<b>7</b>	347.63926			0.80754755	0.196	0.01957049	Vérifiée
<b>6</b>	482.440994	0.11547005	15.7010406	0.81711237	0.1254	0.02684129	Vérifiée
<b>5</b>	615.168298			0.81711237	0.1254	0.03422576	Vérifiée
<b>4</b>	750.381051	0.12990381	13.9564805	0.82380197	0.1634	0.04140949	Vérifiée
<b>3</b>	883.519374			0.82380197	0.1634	0.04875668	Vérifiée

<b>2</b>	1021.12371	0.14433757	12.5608325	0.8286546	0.2064	0.05602034	Vérifiée
<b>1</b>	1156.57304			0.8286546	0.2064	0.06345128	Vérifiée
<b>RDC</b>	1338.28996	0.15877132	1.66547795	0.81312868	0.2544	0.07482244	Vérifiée
<b>Sous-sol</b>	1487.05194			0.81312868	0.2544	0.08313957	Vérifiée

• **Vérification de l'effort normal réduit**

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \qquad \text{RPA 99/V2003 (Article 7.1.3.3)}$$

$N_d$ : Effort normal statique.

$B_c$ : L'aire brute du poteau.

**Tableau II.20.** Vérification de l'effort normal réduit statique

Niveaux	N (KN)	B (m <sup>2</sup> )	$\gamma$	Observation
<b>Sous-sol et RDC</b>	1487.05194	0.3025	0.19663497	Vérifiée
<b>Etages 1 et 2</b>	1156.57304	0.25	0.18505169	Vérifiée
<b>Etages 3 et 4</b>	883.519374	0.2025	0.17452235	Vérifiée
<b>Etages 5 et 6</b>	615.168298	0.16	0.15379207	Vérifiée
<b>Etages 7 et 8 et TI</b>	347.63926	0.1225	0.11351486	Vérifiée

**II.9.3.3 Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes

$$\begin{cases} \min(b, h) = 55 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 55 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{408 - 20}{20} = 19,4 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

**II.10 Conclusion**

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- Plancher à corps creux (16 + 4) cm
- les dalles pleines (balcons) une épaisseur e=12cm.
- la dalle pleine (palier de l'escalier) une épaisseur e=15cm.
- Epaisseur des Voiles  $\begin{cases} e = 20 \text{ cm} \text{ pour le sous sol et le R. D. C} \\ e = 15 \text{ cm} \text{ pour le reste des étages.} \end{cases}$
- Poutres Principales (30×35) cm<sup>2</sup>
- Poutres Secondaires (30×30) cm<sup>2</sup>
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau II.21.** Dimensions des poteaux

Niveaux	Sous-sol et RDC	Étages 1 et 2	Étages 3 et 4	Étages 5 et 6	Étages 7 et 8 et TI
Dimensions	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35

# Chapitre III :

## Chapitre III :

*Etude des éléments  
secondaires*

## III Chapitre III : Etude des éléments secondaires

### III.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques ; Cette étude se fait suivant les calculs des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges.

Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- ❖ les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- ❖ Poutre de chaînage.
- ❖ l'acrotère.
- ❖ la dalle d'ascenseur.
- ❖ la poutre palière.
- ❖ les escaliers.

### III.2 Plancher à corps creux

Ce type de plancher est le plus utilisé dans les bâtiments courants (habitation, administratifs...) Il est constitué de hourdis creux (corps creux) qui ne sont que des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et nervures en béton armée (poutrelle) qui constituent l'élément résistant du plancher, L'ensemble est surmonté par une dalle mince (dalle de compression).

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle.
- Dalle de compression.

#### III.2.1 Calcul des Poutrelles

Sont calculées comme des poutres continues à la flexion simple sous charge  $Q$ .

Les sollicitations ( $M$ ,  $V$ ) sont déterminées par les méthodes appropriées adaptées aux éléments continus en béton armée ces méthodes sont :

- ✓ La méthode forfaitaire.
- ✓ La méthode de Caquot.

##### III.2.1.1 Exposé de la méthode forfaitaire :

###### ➤ Condition d'application :

Pour appliquer la méthode forfaitaire les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée  $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$ .
2. les portées successives doivent satisfaire la condition  $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$ .
3. la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N).
4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ( $I = \text{Constant}$ ).

**Remarque :**

Si la première condition n'est pas vérifiée donc le plancher a surcharge élevée, on applique la méthode de Caquot.

Si la deuxième ou la troisième ou la quatrième condition n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

➤ **Application de la méthode :**❖ **Moments aux appuis ( $M_a < 0$ ) :**

Le moment sur un appui donné est calculé comme suit :

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0: & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0,5M_0: & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0,4M_0: & \text{sur tous les autres appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec  $M_0$ : moment isostatique maximal dans la travée.

❖ **Moments en travée :**

Les moments max entre travées sont déterminés à partir des deux conditions suivantes.

$$(1) \dots \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i}$$

$$(2) \dots \dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} \dots \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} \dots \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :

- $\alpha = Q / (G+Q)$  : degré de surcharge ;
- $M_g$  : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- $M_d$  : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

❖ **Efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont déterminés forfaitairement au niveau des appuis en supposant qu'il y'a une discontinuité entre les travées c'est-à-dire que l'effort tranchant hyperstatique sont confondus avec les efforts tranchants isostatique :

$$V = V_0 = ql/2 \quad \text{Sur tous les appuis.}$$

Sauf les appuis voisins de rives où :

$$V = \begin{cases} 1,15 V_0 \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées} \\ 1,10 V_0 \dots \dots \text{pour une poutre à plus de deux travées.} \end{cases}$$

**III.2.1.2 Exposé de la méthode de Caquot :**➤ **Condition d'application :**

Elle est appliquée essentiellement aux planchers a surcharge élevée c'est -à-dire : ( $Q > \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G)$ ).

➤ **Principe de la méthode :**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte :

⇒ de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement de l'effet de chargement sur les poutres en béton armée.

On détermine le moment sur un appui donné, en ne considérant que les charges sur les deux travées successives à l'appui calculé.

➤ **Application de la méthode :**

❖ **Moment en appui :**

Caquot a remplacé les points de moment nuls par des appuis fictifs.

Donc le calcul de poutre continue revient à calculer un ensemble de poutres à deux travées seulement de portée fictives  $l'_g, l'_d$ .

Le moment sur un appui est obtenu en appliquant la méthode des 3 moments sur la poutre fictive.

On trouve :

- **Pour une charge répartie**

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

Avec :

- $l'_g, l'_d$  : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $q_g, q_d$  : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $l' = \begin{cases} 0,8l, \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire.} \\ l \dots \dots \dots \text{travée de rive.} \end{cases}$

❖ **Moment en travée :**

Les moments en travées sont déterminés par la méthode de RDM

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

**Sous  $q$  :**

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

❖ **Efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode de la RDM :

$$V = \pm V_0 - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

$$V_0 = \frac{q_u \times l_i}{2}$$

Avec :

- $V_0$ : effort isostatique

- $M_i$  : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- $M_{i+1}$  : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- $l_i$  : Portée de la travée.

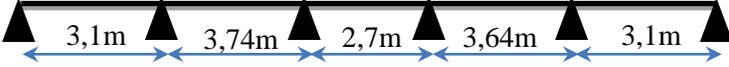
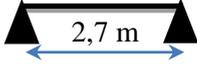
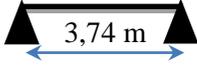
### III.2.1.3 Exposé de la méthode de Caquot minorée :

Cette méthode s'applique au plancher à surcharge modérée, quand une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, dans ce cas pour calculer le moment sur appui, on remplace la charge permanente (G) par  $G' = 2/3 G$ . Uniquement pour le calcul des moments en travée on reprend la charge total G.

### III.2.2 Types de poutrelles :

On distingue six types de poutrelles :

**Tableau III.1.** Les différents types de poutrelles

Type	Schémas statique des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

### III.2.3 Choix de la méthode de calcul des différentes sollicitations

On a deux types de poutrelles dans notre projet :

- ✓ Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.
- ✓ Poutrelles isostatique : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.

**Tableau III.2.** Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 1 et 2	vérifiées	$\begin{cases} Q^{max} = 5\text{KN}/\leq \min(5\text{KN}/\text{m}^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = constant \end{cases}$	Méthode forfaitaire
Types 3	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Types 4, 5 et 6	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

❖ **Les charges revenantes des poutrelles**

- A l'ELU :  $P_u = (1.35G + 1.5Q)l_0$
- A l'ELS :  $P_s = (G + Q)l_0$ , avec  $l_0$  : distance entre axes des poutrelles.

**Tableau III.3 :** Chargement sur les poutrelles

Type de plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	P <sub>u</sub> (KN/ml)	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,25	1	0,55	6,459375	4,7125
1 <sup>er</sup> au 8 <sup>eme</sup> étage	5,28	1,5		6,0957	4,407
RDC	5,28	5		9,5082	6,682

Pour l'étude des poutrelles on va exposer deux exemples le premier par la méthode forfaitaire et le deuxième par la méthode de Caquot minorée.

**III.2.4 Calcul des sollicitations dans les poutrelles**

Dans cet exemple on choisit le type 2 dans la (T.I) et On va utiliser la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitations puisque ses conditions sont vérifiées.

➤ **Schéma statique :**



- **Calcul des moments :**  $M_0^2 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 10,698 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 7,8048 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Moments isostatiques**

✓ **Travée AB :**

On a  $M_0^1 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 10,698 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 7,8048 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Travée BC :**

$M_0^2 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 7,759 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 5,661 \text{ KN.m} \end{cases}$

$M_0 = \max(M_0^1 ; M_0^2)$

D'où

$M_0 = M_0^1 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 10,698 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 7,8048 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Moments aux appuis**

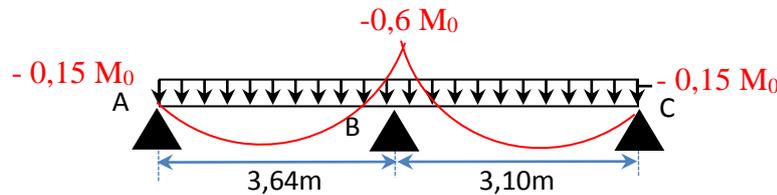


Figure III.1. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2travées

✓ **appui intermédiaire**

$M_a^{int} = -0,6 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{int} = - 6,418 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{int} = - 4,684 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **appuis de rives**

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA99/2003 (**Art 7.10/a**) nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal :  $M_a^{rive} = -0,15 M_0$

Avec :  $M_0 = \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC})$

Donc :  $\begin{cases} \text{ELU: } M_u^{rive} = - 1,604 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{rive} = - 1,164 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Moments en travées**

Les moments en travées sont déterminés à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

$M_t + (M_g + M_d)/2 \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0 \dots \dots \dots (1)$

$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 (\text{travée de rive}) \\ M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 (\text{travée intermédiaire}) \end{cases} \dots \dots \dots (2)$

$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{7,25} = 0,138$

✓ **Travée AB**

$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,0404 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,6207 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 1,05 \times 10,698 - \frac{0 - (-6,418)}{2} \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 1,0404 \times 10,698 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$

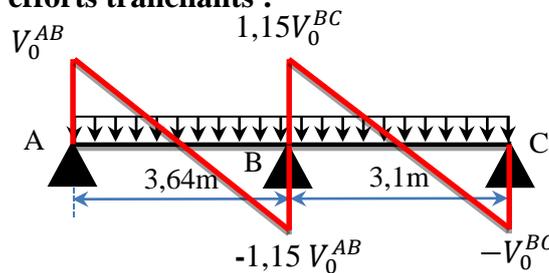
D'où,  $M_t = \begin{cases} \text{ELU : } M_t^u = 8,023 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_t^s = 5,854 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Travée BC**

$$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,0404 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,6207 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 1,05 \times 7,759 - \frac{6,418 - 0}{2} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 1,0404 \times 7,759 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

D'où,  $M_t = \begin{cases} \text{ELU : } M_t^u = 4,937 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_t^s = 3,602 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Evaluation des efforts tranchants :**



**Figure III.2.** Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées

Avec :  $V_0 = ql/2$  : Effort tranchant isostatique.

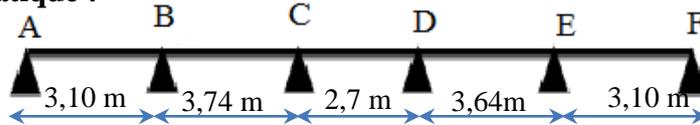
Travée AB :  $\begin{cases} V_A = 11,755 \text{ KN} \\ V_B = -13,519 \text{ KN} \end{cases}$       Travée BC :  $\begin{cases} V_B = 11,513 \text{ KN} \\ V_C = -10,011 \text{ KN} \end{cases}$

➤ **Calcul des sollicitations dans la poutrelle type 3 (RDC)**

La méthode que nous allons utiliser est la méthode de Caquot minorée, car :

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,74}{2,7} = 1,385 \notin [0,8 ; 1,25]$$

➤ **Schéma isostatique :**



➤ **Calcul des moments :**

✓ **Moments aux appuis :**

$$G' = 2/3G = 3,52 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{ELU } \begin{cases} q'_1 = 9,508 \text{ KN/m} \\ q'_2 = 7,964 \text{ KN/m} \end{cases}$$

**Au niveau des appuis A et F**

$$M_A = M_F = -0,15 M_{0,2} \quad \text{Avec :} \quad M_{0,2} = \begin{cases} \text{ELU: } 9,567 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 6,652 \text{ KN.m} \end{cases}$$

D'où  $M_A = M_F = \begin{cases} \text{ELU: } -1,435 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } -0,998 \text{ KN.m} \end{cases}$

**Au niveau de l'appui B**

$$M_B = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} ELU: -\frac{7,964 \times (3,1^3 + 3,74^3)}{8,5 \times (3,1 + 3,74)} \\ ELS: -\frac{6,652 \times (3,1^3 + 3,74^3)}{8,5 \times (3,1 + 3,74)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_B = \begin{cases} ELU: -8,701 \text{ KN.m} \\ ELS: -6,051 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Au niveau de l'appui C**

$$M_c = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} ELU: -\frac{7,964 \times (3,74^3 + 2,7^3)}{8,5 \times (3,74 + 2,7)} \\ ELS: -\frac{6,652 \times (3,74^3 + 2,7^3)}{8,5 \times (3,74 + 2,7)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_c = \begin{cases} ELU: -6,704 \text{ KN.m} \\ ELS: -4,662 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Au niveau de l'appui D**

$$M_d = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} ELU: -\frac{7,964 \times (2,7^3 + 3,64^3)}{8,5 \times (2,7 + 3,64)} \\ ELS: -\frac{6,652 \times (2,7^3 + 3,64^3)}{8,5 \times (2,7 + 3,64)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_d = \begin{cases} ELU: -6,423 \text{ KN.m} \\ ELS: -4,467 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Au niveau de l'appui E**

$$M_E = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} ELU: -\frac{7,964 \times (3,64^3 + 3,1^3)}{8,5 \times (3,64 + 3,1)} \\ ELS: -\frac{6,652 \times (3,64^3 + 3,1^3)}{8,5 \times (3,64 + 3,1)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_E = \begin{cases} ELU: -8,491 \text{ KN.m} \\ ELS: -5,905 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moments en travées :**

**Travée AB**

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{3,1}{2} - \frac{8,701}{9,508 \times 3,1} = 1,255 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = \begin{cases} ELU: 11,008 \text{ KN.m} \\ ELS: 7,736 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

$$\text{Donc, } M_t = \begin{cases} ELU : 11,008 - 8,701 \times 1,255/3,1 = 7,485 \text{ KN.m} \\ ELS : 7,736 - 6,051 \times 1,255/3,1 = 5,286 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Travée BC**

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{3,74}{2} - \frac{-8,701 - (-6,704)}{9,508 \times 3,74} = 1,926 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = \begin{cases} ELU : 16,609 \text{ KN.m} \\ ELS : 11,673 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} ELU : 16,609 - 8,701 \times \left(1 - \frac{1,926}{3,74}\right) - 6,704 \times \frac{1,926}{3,74} = 8,937 \text{ KN.m} \\ ELS : 11,673 - 6,051 \times \left(1 - \frac{1,926}{3,74}\right) - 4,662 \times \frac{1,926}{3,74} = 6,337 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Travée CD**

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{2,7}{2} - \frac{-6,704 - (-6,423)}{9,508 \times 2,7} = 1,361 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = \begin{cases} ELU : 8,664 \text{ KN.m} \\ ELS : 6,089 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} ELU : 8,664 - 6,704 \times \left(1 - \frac{1,361}{2,7}\right) - 6,423 \times \frac{1,361}{2,7} = 2,101 \text{ KN.m} \\ ELS : 6,089 - 4,662 \times \left(1 - \frac{1,361}{2,7}\right) - 4,467 \times \frac{1,361}{2,7} = 1,525 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Travée DE**

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{3,64}{2} - \frac{-6,423 - (-8,491)}{9,508 \times 3,64} = 1,76 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = \begin{cases} ELU : 15,73 \text{ KN.m} \\ ELS : 11,055 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} ELU : 15,73 - 6,423 \times \left(1 - \frac{1,76}{3,64}\right) - 8,491 \times \frac{1,76}{3,64} = 8,307 \text{ KN.m} \\ ELS : 11,055 - 4,467 \times \left(1 - \frac{1,76}{3,64}\right) - 5,905 \times \frac{1,76}{3,64} = 5,892 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Travée EF**

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{3,1}{2} - \frac{-8,491 - 0}{9,508 \times 3,1} = 1,838 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = \begin{cases} ELU : 11,027 \text{ KN.m} \\ ELS : 7,749 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} ELU : 11,027 - 8,491 \times \left(1 - \frac{1,838}{3,1}\right) = 7,571 \text{ KN.m} \\ ELS : 7,749 - 5,905 \times \left(1 - \frac{1,838}{3,1}\right) = 5,346 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## ✓ Evaluation des efforts tranchants :

on a, 
$$V_i = \pm q \times \frac{l}{2} + \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$$\text{Travée AB: } \begin{cases} V_A = \frac{9,508 \times 3,1}{2} - \frac{8,701}{3,1} = 11,931 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{9,508 \times 3,1}{2} - \frac{8,701}{3,1} = -17,544 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC: } \begin{cases} V_B = \frac{9,508 \times 3,74}{2} - \frac{8,701 - 6,704}{3,74} = 17,246 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{9,508 \times 3,74}{2} - \frac{8,701 - 6,704}{3,74} = -18,314 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD: } \begin{cases} V_C = \frac{9,508 \times 2,7}{2} - \frac{6,704 - 6,423}{2,7} = 12,940 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{9,508 \times 2,7}{2} - \frac{6,704 - 6,423}{2,7} = -12,732 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE: } \begin{cases} V_D = \frac{9,508 \times 3,64}{2} - \frac{6,423 - 8,491}{3,64} = 16,736 \text{ KN} \\ V_E = -\frac{9,508 \times 3,64}{2} - \frac{6,423 - 8,491}{3,64} = -17,873 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée EF: } \begin{cases} V_E = \frac{9,508 \times 3,1}{2} - \frac{8,491}{3,1} = 17,476 \text{ KN} \\ V_F = -\frac{9,508 \times 3,1}{2} - \frac{8,491}{3,1} = -11,998 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE: } \begin{cases} V_D = \frac{9,508 \times 3,64}{2} - \frac{6,423 - 8,491}{3,64} = 16,736 \text{ KN} \\ V_E = -\frac{9,508 \times 3,64}{2} - \frac{6,423 - 8,491}{3,64} = -17,873 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée EF: } \begin{cases} V_E = \frac{9,508 \times 3,1}{2} - \frac{8,491}{3,1} = 17,476 \text{ KN} \\ V_F = -\frac{9,508 \times 3,1}{2} - \frac{8,491}{3,1} = -11,998 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée EF: } \begin{cases} V_E = \frac{9,508 \times 3,1}{2} - \frac{8,491}{3,1} = 17,476 \text{ KN} \\ V_F = -\frac{9,508 \times 3,1}{2} - \frac{8,491}{3,1} = -11,998 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée EF: } \begin{cases} V_E = \frac{9,508 \times 3,1}{2} - \frac{8,491}{3,1} = 17,476 \text{ KN} \\ V_F = -\frac{9,508 \times 3,1}{2} - \frac{8,491}{3,1} = -11,998 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée EF: } \begin{cases} V_E = \frac{9,508 \times 3,1}{2} - \frac{8,491}{3,1} = 17,476 \text{ KN} \\ V_F = -\frac{9,508 \times 3,1}{2} - \frac{8,491}{3,1} = -11,998 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

**Tableau III.4 :** Sollicitations dans les différents types de poutrelles du RDC.

Types	Travée	Appuis	ELU				ELS			
			Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments			
			$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	
T1	AB	A	-1,713	/	8,099	14,737	-1,204	/	5,692	
		B	/	-9,974		-16,948	/	-7,01		
	BC	B	/	-9,974	14,061	20,447	/	/	9,881	
		C	-2,494	/		-17,78	-1,752	/		
T2	AB	A	-2,362	/	13,319	17,305	-1,661	/	9,361	
		B	/	-9,448		-19,9	/	-6,64		
	BC	B	/	-9,448	8,362	16,948	/	/	5,877	
		C	-1,713	/		-14,737	-1,204	/		
T3	1,255	AB	A	-1,435	/	7,485	11,931	-0,998	/	5,286
			B	/	-8,701		-17,544	/	-6,051	
	1,926	BC	B	/	-8,701	8,937	18,314	/	/	6,337
			C	/	-6,704		-17,246	/	-4,662	
	1,361	CD	C	/	-6,704	2,101	12,246	/	/	1,525
D			/	-6,423	-12,732		/	-4,467		

	1,76	DE	D	/	-8,491	8,307	16,736	/	-5,905	5,892
			E	/			-17,873	/		
	1,838	EF	E	/	/	7,571	17,476	/	/	5,346
			F	-1,435			/	-11,998		
T3'	X(m)	AB	A	-0,834	/	5,435	8,379	-0,605	/	3,976
	1,297		B	/	-5,06		-11,645	/	-3,669	
	1,918	BC	B	/	-3,898	6,822	12,39	/	-2,827	4,998
			C	/			-11,768	/		
	1,359	CD	C	/	-3,735	2,07	8,78	/	-2,708	1,527
			D	/			-8,66	/		
	1,769	DE	D	/	-4,937	6,37	11,425	/	-3,58	4,668
			E	/			-12,087	/		
1,797	EF	E	/	/	5,487	11,606	/	/	4,013	
		F	-0,834			/	-8,418			-0,605

Tableau III.5 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles des étages courants.

Types	Travée	Appuis	E L U				E L S			
			Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments			
			$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	
T1	AB	A	-1,098	/	4,637	9,449	-0,794	/	3,352	
		B	/	-6,395		-10,866	/	-4,623		
	BC	B	/	-6,395	8,168	13,109	/	/	5,904	
		C	-1,599			/	-11,4			-1,156
T2	AB	A	-1,514	/	7,736	11,095	-1,095	/	5,593	
		B	/	-6,058		-12,759	/	-4,379		
	BC	B	/	-6,058	4,78	10,866	/	/	3,455	
		C	-1,098			/	-9,449			-0,794
T3	X (m)	AB	A	-0,82	/	5,048	7,845	-0,588	/	3,661
	1,287		B	/	-4,972		-11,934	/	-3,565	
	1,92	BC	B	/	-3,831	6,265	11,704	/	-2,747	4,555
			C	/			-11,094	/		
	1,36	CD	C	/	-3,67	1,805	8,289	/	-2,632	1,327
			D	/			-8,168	/		
	1,767	DE	D	/	-4,852	5,844	10,769	/	-3,479	4,25
			E	/			-11,419	/		
1,807	EF	E	/	/	5,098	11,013	/	/	3,697	
		F	-0,82			/	-7,884			-0,588
T5	AB	A	-2,494	/	16,63	17,78	-1,75	/	11,68	
		B	-2,494	/			-1,75	/		
T6	AB	A	-2,36	/	15,75	17,31	-1,6	/	11,06	
		B	-2,36	/			-1,6	/		

**Tableau III.6** Sollicitations dans les différents types de poutrelles de la TI (local des machines).

Types	Travée	Appuis	E L U				E L S			
			Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments			
			$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	
T1	AB	A	-1,164	/	4,816	10,011	-0,849	/	3,514	
		B	/	-6,776		-11,513	/	-4,944		
	BC	B	/	8,47	13,89	/	6,18			
		C	-1,694		/	-12,078		-1,236	/	
T2	AB	A	-1,605	/	8,023	11,755	-1,171	/	5,854	
		B	/	-6,419		-13,519	/	-4,684		
	BC	B	/	4,938	11,513	/	3,602			
		C	-1,164		/	-10,011		-0,849	/	
T3	1,297	AB	A	-0,834	/	5,435	8,379	-0,605	/	3,976
			B	/	-5,06		-11,645	/	-3,669	
	1,918	BC	B	/	6,822	12,39	/	4,998		
			C	/		-3,898	-11,768		/	-2,827
	1,359	CD	C	/	2,07	8,78	/	1,527		
			D	/		-3,735	-8,66		/	-2,708
	1,769	DE	D	/	6,37	11,425	/	4,668		
			E	/		-4,937	-12,087		/	-3,58
1,797	EF	E	/	5,487	11,606	/	4,013			
		F	-0,834		/	-8,418		-0,605	/	

**Tableau III.7** Sollicitations dans les différents types de poutrelles du TI

Types	Travée	Appuis	E L U				E L S			
			Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments			
			$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	
		A	0,88	/			0,64	/		

**Tableau III.8** : Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables							
	ELU				ELS			
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	V (KN)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	
RDC	-2,494	-9,974	14,061	20,447	-1,752	-7,01	9,881	
Etages de 1 à 8	-2,494	-6,395	16,63	17,78	-1,75	-4,623	11,68	

terrasse inaccessible niv27.20	-1,694	-6,776	8,47	13,89	-1,236	-4,944	6,18
Terrasse inaccessible Niv30.09	-0,88	/	5,89	8,72	0,64	/	4,29

**III.2.5 Ferrailage des poutrelles :**

**Exemple de calcul (RDC) :**

**Données :**

$$\begin{array}{l}
 \left. \begin{array}{l}
 M_t = 14,061 \text{ KN.m} \\
 M_a^{inter} = -9,974 \text{ KN.m} \\
 M_a^{rive} = -2,494 \text{ KN.m} \\
 V = 20,447 \text{ KN}
 \end{array} \right\} \text{ELU} \quad ; \quad \left. \begin{array}{l}
 M_t = 9,881 \text{ KN.m} \\
 M_a^{inter} = -7,01 \text{ KN.m} \\
 M_a^{rive} = -1,752 \text{ KN.m}
 \end{array} \right\} \text{ELS}
 \end{array}$$

Données :  $b = 55\text{cm}$  ;  $b_0 = 10\text{ cm}$  ;  $h = 20\text{ cm}$  ;  $h_0 = 4\text{ cm}$  ;  $f_c = 400\text{ Mpa}$   
 $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ .

➤ **Ferrailage en travée**

**Moment équilibré par la table de compression  $M_{Tu}$  :**

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,55 \times 0,04 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$M_{Tu} = 0,049984 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,014061 \text{ MN.m} \Rightarrow$  Calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,014061}{14,2 \times 0,55 \times 0,18^2} = 0,055 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,055}] = 0,071$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,071) = 0,175 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,014061}{0,175 \times 348} = 2,31 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,31 \text{ cm}^2$$

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

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

$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,1954 \text{ cm}^2 < A_t = 2,31 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

➤ **Ferrailage aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif ( $M_u < 0$ ), ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ( $b_0 \times h$ ).

• **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{9,974 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,2168 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

On a,  $f_e = 400 \text{ MPa}$   $\Rightarrow$  
$$\begin{cases} \mu_l = 0,392 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3} \\ \alpha = 0,309 \\ \varepsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \times \frac{(1-\alpha)}{(\alpha)} = 7,827 \times 10^{-3} \end{cases}$$

D'ou  $\varepsilon_l < \varepsilon_{st} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\mu_{bu} = 0,2168 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}}$  avec  $\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,309 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,1577 \text{ m} \end{cases}$

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

$\Rightarrow A_a^{inter} = 1,82 \text{ cm}^2$

❖ **Appui de rive**

$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{2,494 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,0542 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$

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

$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,0697 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,175 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2,494 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 0,4095 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$A_a^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2$

$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 1,82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,4095 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

➤ **Choix des barres**

**En travée :**..... $A = 2,31 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit 2HA12 + 1HA10 = 3,05 cm<sup>2</sup>

**En appui intermédiaire :**..... $A = 1,82 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit 1HA12 + 1HA10 = 1,92 cm<sup>2</sup>

**En appui de rive :**..... $A = 0,4095 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit 1HA10 = 0,79 cm<sup>2</sup>

➤ **Ferraillage transversal**

$\phi_t \geq \min\left(\phi_t^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10\text{mm} ; 5,71\text{mm} ; 10\text{mm})$

On prend  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

D'où,  $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications nécessaires :**

➤ **Vérifications à l'ELU :**

✓ **Vérification de rupture par cisaillement :**

$$\tau_u = V_u^{max} / (b_0 \times d)$$

$$\tau_u = 20,447 \times 10^{-3} / (0,1 \times 0,18) = 1,135 \text{ MPa}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc,  $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ **Espacement (St):**

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent :

$$1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 36,05 \text{ cm}$$

D'où,  $St = \min(St_1 ; St_2 ; St_3) = 15 \text{ cm}$

✓ **Vérification des armatures longitudinales  $A_l$  vis-à-vis de l'effort tranchant  $V_u$**

❖ **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 20,447 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow A_l^{min} \geq 0,5878 \text{ cm}^2$$

Or  $A_l = 2HA12 + 1HA12 + 1HA10 = 4,18 \text{ cm}^2 > 0,5878 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée

❖ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left( 20,447 \times 10^{-3} - \frac{9,974 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$A_l = -1,182 < 0 \Rightarrow$  Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant le moment.

✓ **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } a = \min(0,9d ; (40 - 4) \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Ce qui donne :  $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 20,447 \text{ KN} < 108,135 \text{ KN}$ ...vérifiée

✓ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 1,29 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

➤ **Vérifications à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification des contraintes.
- ✓ Vérification de la flèche.

➤ **Vérification des contraintes**

❖ **En travée**

✓ **Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -200,5 \text{ cm}^3 < 0 \Rightarrow \text{Section en T}$$

⇒ L'axe neutre passe par la nervure, vérification des contraintes pour une section en T

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + (15.A + (b - b_0)h_0)y - 15.A.d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\Leftrightarrow 5y^2 + 225,75y - 1183,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 273,1905 \Rightarrow y = 4,74 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{55 \times (4,74)^3}{3} - (55 - 10) \frac{(4,39 - 4)^3}{3} + 15 \times 3,05(18 - 4,74)^2$$

$$I = 9996,1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9,881 \times 10^{-3}}{9996,1 \times 10^{-8}} \times 4,74 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 4,64 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **En appui intermédiaire**

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -323,2 \text{ cm}^3 < 0$$

Et  $M_U < 0$

⇒ calcul d'une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 5y^2 + 28,8y - 518,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 105,8179569 \Rightarrow y = 7,7 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times (7,7)^3}{3} + 15 \times 1,92(18 - 7,7)^2$$

$$I = 4577,168667 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,01 \times 10^{-3}}{4577,168667 \times 10^{-8}} \times 7,7 \times 10^{-2}$$

Donc  $\begin{cases} \sigma_{bc} = 11,7927 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

✓ **Vérification de la flèche**

❖ **Conditions de la vérification de la flèche**

**Données :**

$l = 3,74 \text{ m} ; M_{0s} = 11,683 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 9,881 \text{ KN.m} ;$   
 $M_{ts} = 0,845 M_{0s} \text{ KN.m}$

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

1)  $h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h = 20 \text{ cm} > 31,63 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 1,62 \text{ cm}^2$

3)  $L < 8 \text{ m}$

or  $A = 3,05 \text{ cm}^2 > 1,62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

Puisque la première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$\Delta f \leq \bar{f} ; l < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3,74}{500} = 7,48 \text{ mm}$

$\Delta f$ : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0,845 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0,845 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,845 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 3,3754 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 1,8219 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 6,5718 \text{ KN.m} \end{cases}$$

avec:  $j = G - G^{revêtement}$

✓ **Modules de Young instantané et différé**

$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$

✓ **Coefficients  $\lambda, \mu$**

Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 2,4344 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 0,97377 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,05}{10 \times 18} = 0,0169 \%$$

✓ Calcul des  $\sigma_{st}$

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} ; \begin{cases} \sigma_{st}^g = 67,3483 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 36,3527 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 131,125 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 9996,1 \text{ cm}^4 \\ y = 4,70 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,44858868 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,019476929 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,66552488 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15A}$$

$$\Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

D'où,  $I_0 = 18645 \text{ cm}^4$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\begin{cases} I_{fgi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 9803,7 \text{ cm}^4 \\ I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 13913 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 7827,7 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 14275 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 3,05719767 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 0,056435479 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 3,61816221 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 1,48379016 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 4,63 \text{ mm} < \bar{f} = 7,48 \text{ mm} \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

✓ **Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)**

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

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

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min} (cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
RDC	1,135 < 3,33	4,18 > 0,5858	/	20,447 < 108,135	1,29 < 3,33
Etages courants	0,9878 < 3,33	5,12 > 0,51	/	17,78 < 108,135	1,12 < 3,33
Terrasse inaccessible (locale des machines)	0,772 < 3,33	3,37 > 0,3993	/	13,89 < 108,135	0,877 < 3,33
Terrasse inaccessible	0,484 < 3,33	3,37 > 0,2507	/	8,72 < 108,135	0,55 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

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

Niveaux	Endroit	$M^s$ (KN.m)	$A_s$ ( $cm^2$ )	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
RDC	Travée	9,881	3,05	4,70	9996,1	4,64 < 15	Vérifiée
	appui	-7,01	1,92	6,0239	4577,168667	11,7927 < 15	Vérifiée
Etages courants	Travée	11,68	2,76	4,51	9215,8	5,71 < 15	Vérifiée
	appui	-4,623	1,57	7,149	3990,784363	8,28 < 15	Vérifiée
Terrasse inaccessible (locale des machines)	Travée	6,18	2,36	4,21	8099,8	3,21 < 15	Vérifiée
	appui	-4,944	1,29	6,633	3472,954926	9,443 < 15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	4,29	2,36	4,21	8099,8	2,23 < 15	Vérifiée
	Appui de rive	0,64	1,01	6,0239	2901,556932	1,3287 < 15	Vérifiée

**Tableau III.11** : Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

niveaux	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ )
RDC	Travée	14,061	0,056	0,072	0,1748	2,31	1,19	2HA12+1HA10 = 3,05

	Appui Inter	-9,974	0,2168	0,309	0,1577	1,82	0,22	1HA10+1HA12 =1,92
	appui de rive	-2,494	0,0542	0,0697	0,175	0,4095	0,22	1HA10 = 0,79
Etages courants	Travée	16,63	0,066	0,085	0,1739	2,75	1,19	2HA12+1HA8 =2,76
	Appui Inter	-6,395	0,139	0,188	0,166	1,12	0,22	2HA10 = 1,57
	appui de rive	-2,494	0,0542	0,0697	0,17498	0,4096	0,22	1HA10 = 0,79
Terrasse Inaccessible (locale des machines)	Travée	8,47	0,0335	0,043	0,1769	1,38	1,19	3HA10 =2,36
	Appui Inter	-6,776	0,147	0,1997	0,1656	1,175	0,22	1HA10+1HA8= 1,29
	appui de rive	-1,694	0,0368	0,0469	0,1766	0,276	0,22	2HA8 = 1,01
Terrasse inaccessible	Travée	5,89	0,0233	0,0295	0,1778	0,9520	1,19	3HA10=2,36
	Appui Inter	/	/	/	/	/	/	/
	appui de rive	0,88	0,0191 3	0,0241	0,1782	1,1418	0,22	2HA8=1,01

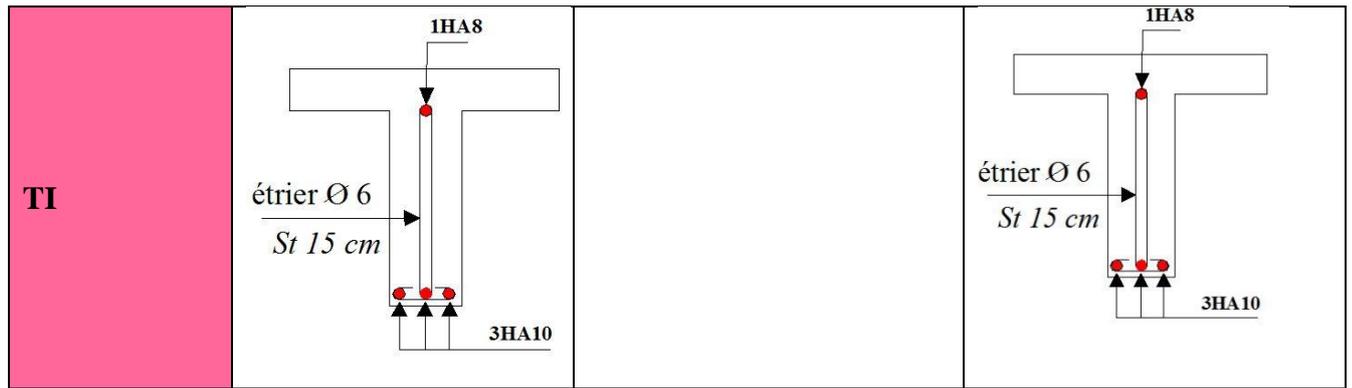
Tableau III.12. Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	RDC	étages courants	Terrasse Inaccessible (locale des machines)	Terrasse Inaccessible
L (m)	3,74	3,74	3,74	2,7
$q_{j\ ser}$ (KN/m)	1,8525	1,8525	1,8525	1,8525
$q_{g\ ser}$ (KN/m)	3,432	3,432	4,0625	4,0625
$q_{p\ ser}$ (KN/m)	6,682	4,07	4,7125	4,7125
$M_{j\ ser}$ (KN.m)	1,8219	1,8219395	1,8219395	0,949551
$M_{g\ ser}$ (KN.m)	3,3754	3,3753827	3,9954814	2,0823486
$M_{p\ ser}$ (KN.m)	6,5718	4,0028577	4,6347585	2,4155244
I (cm <sup>4</sup> )	9996,1	9215,8	8099,8	8099,8
I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	18645	18159	17471	17471
$\lambda_i$	2,4344	2,69021739	3,14618644	3,14618644
$\lambda_v$	0,97377	1,07608696	1,25847458	1,25847458
$\sigma_{st}^j$ (MPa)	36,3527	40,013118	46,5184989	24,2443205
$\sigma_{st}^g$ (MPa)	67,3483	74,1295661	102,014252	53,1673695
$\sigma_{st}^p$ (MPa)	131,125	87,9100623	118,336532	61,6741486
$\mu_j$	0,19476929	0,19304156	0,19046388	0
$\mu_g$	0,44858868	0,44708684	0,50671676	0,24821
$\mu_p$	0,66552488	0,5094648	0,55755375	0,31108387
I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	13913	13147	12017	19218

$I_{f_{gi}} (cm^4)$	9803,7	9068	7408	10791
$I_{f_{pi}} (cm^4)$	7827,7	8426,1	6977,8	9712,3
$I_{f_{gv}} (cm^4)$	14275	13486	11735	14644
$f_{ji} (mm)$	0,56435479	0,5972355	0,65340176	0,11097795
$f_{gi} (mm)$	1,48379016	1,60417491	2,32440023	0,43342607
$f_{pi} (mm)$	3,61816221	2,04731416	2,86254043	0,55861926
$f_{gv} (mm)$	3,05719767	3,23587162	4,40206244	0,95818213
$\Delta f (mm)$	4,63	3,082	4,29	0,9724
$f_{adm} (mm)$	7,48	7,48	7,48	5,4
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau.III.13 : Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
R D C			
Étages courants			
TI (locale de machine)			



III.2.6 Etude de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{235} \times 100 = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

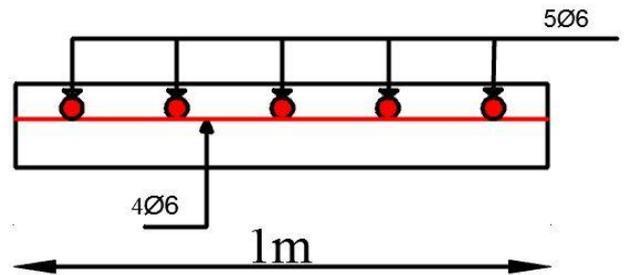


Figure III.3. Ferrailage de la dalle de compression

Soit  $\begin{cases} A_{\perp}: 5\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel}: 4\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles (150 × 150) mm<sup>2</sup>

III.3 Étude des dalles pleines :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils sont définis en un seul type :

1. Dalle sur trois appuis.

On appelle :

L<sub>x</sub> : la plus petite dimension du panneau.

L<sub>y</sub> : la plus grande dimension du panneau.

Tableau III.14 : Données des différents types de dalle pleine :

Types	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	ρ	E L U		E L S	
				μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>
D1	1,4	2,3	0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781
D1'	1,4	2,7	0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853

**III.3.1 Dalles pleines sur trois appuis :****III.3.1.1 Méthode de calcul :** pour la dalle D1'

On utilise la théorie des lignes de rupture (BAEL91) on détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{P \times l_y^2}{8} \times \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

**III.3.1.2 Calcul des sollicitations :** On a  $l_x = 1,4 \text{ m} > \frac{l_y}{2} = \frac{2,7}{2} = 1,35 \text{ m}$ 

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 4,43 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{à l'ELU: } 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4,43 + 1,5 \times 3,5) = 11,2305 \text{ KN/m}^2 \\ \text{à l'ELS: } G + Q = 4,43 + 3,5 = 7,93 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{à l'ELU: } 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4,43 + 1,5 \times 3,5) = 11,2305 \text{ KN/m}^2 \\ \text{à l'ELS: } G + Q = 4,43 + 3,5 = 7,93 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \frac{11,2305 \times 2,7^3}{24} = 9,2104 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{11,2305 \times 2,7^2}{8} \times (1,4 - 1,35) + \frac{11,2305 \times 2,7^3}{48} = 5,1169 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**III.3.1.3 Calcul des moments réels :**❖ **En travée :**

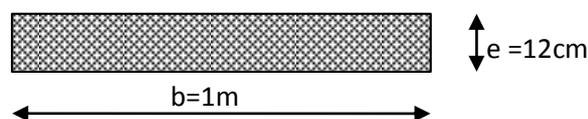
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 9,2104 = 7,82884 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 5,1169 = 4,349365 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ **En Appuis:**

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_0^x = 0,3 \times 9,2104 = 2,76312 \text{ KN.m}$$

**III.3.1.4 Calcul de la section d'armatures :**

- Le ferrailage de la dalle pleine du balcon se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml (b=1ml).
- F.N  $c \geq 3 \text{ cm}$  soit  $c = 3 \text{ cm}$  ce qui donne  $d = e - c = 12 - 3 = 9 \text{ cm}$



**Figure III.4:** Section de la dalle pleine à ferrailer.

## ❖ Travée selon x :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,82884 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,0681$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \quad \text{pour } f_e = 400 \text{ Mpa} \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon_l = 1,7391 \times 10^{-3} \\ \alpha_l = 0,668 \\ \mu_l = 0,3916 \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0681}) = 0,08824$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,09 \times (1 - 0,4 \times 0,08824) = 0,0868 \text{ m}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{7,82884 \times 10^{-3}}{0,0868 \times 348} = 2,591782 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

## ❖ Travée selon y :

$$\mu_{bu} = \frac{4,349365 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,037814$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,037814}) = 0,048197$$

$$z = 0,09 \times (1 - 0,4 \times 0,048197) = 0,08826 \text{ m}$$

$$A_{cal} = \frac{4,349365 \times 10^{-3}}{0,0868 \times 348} = 1,439882 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

## ❖ Appuis selon x et y :

$$\mu_{bu} = \frac{2,76312 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,024023$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,024023}) = 0,03039$$

$$z = 0,09 \times (1 - 0,4 \times 0,03039) = 0,08891 \text{ m}$$

$$A_{cal} = \frac{2,76312 \times 10^{-3}}{0,08891 \times 348} = 0,89304 \text{ m}^2$$

### III.3.1.5 Condition de non fragilité :

Pour  $e \geq 12 \text{ cm}$  et  $\rho > 0,4$  ( $\rho = 0,52$ ) donc :

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e = 0,0008 \times \frac{3 - 0,52}{2} \times 1 \times 0,12 = 1,1904 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 1 \times 0,12 = 9,6 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \end{cases}$$

#### ❖ En travée :

On opte pour : selon x on ferraille avec  $A_{cal}$  soit 5HA10 =  $3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

selon y on ferraille avec  $A_{cal}$  soit 5HA8 =  $2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

#### ❖ En Appuis : $A = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

### III.3.1.6 Calcul de l'espacement : FN

$$S_t \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 24 \text{ cm}$$

Donc on opte pour  $S_t = 20 \text{ cm}$

### III.3.1.7 Vérification de l'effort tranchant :

$$q_u = 11,2305 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$v_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11,2305 \times 1,4}{2} \times \frac{2,7^4}{1,4^4 + 2,7^4} = 7,3314 \text{ KN}$$

$$v_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11,2305 \times 2,7}{2} \times \frac{1,4^4}{1,4^4 + 2,7^4} = 1,02266 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{7,3314 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,08146 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,167 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,08146 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Condition vérifier  $\Rightarrow$  Les armatures transversales sont pas nécessaire

**Tableau III.15** : Vérifications des efforts tranchants :

	$V_{ux}$ (KN)	$V_{uy}$ (KN)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.
<b>D1</b>	6,91243	1,55895	0,0768 < 1,167	Vérifiée
<b>D1'</b>	7,3314	1,02266	0,08146 < 1,167	Vérifiée

**Tableau III.16** : Calcul du ferrailage à l'ELU :

Types	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>D1</b>	X-X	4,8393862	0,0421733	0,0539	0,08806	1,5799	1,1478 3	5HA10 = 3,93
	Y-Y	3,9977538	0,03483881	0,04434	0,0884	1,3	0,96	5HA8= 2,51
	Appui	1,7080187	0,01488469	0,01875	0,08933	0,54974	1,1478 3	3HA8 = 1,51
<b>D1'</b>	X-X	7,82884	0,0681	0,08824	8,68	2,591782	1,1904	5HA10 = 3,93
	Y-Y	4,349365	0,037814	0,048197	8,826	1,439882	0,96	5HA8 = 2,51
	Appui	2,76312	0,024023	0,03039	8,891	0,89304	1,1904	3HA8 = 1,51

**III.3.1.8 Vérification à l'ELS :**

$$q_{ser} = 7,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{q_{ser} \times l_y^3}{24} = \frac{7,93 \times 2,7^3}{24} = 6,5036 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{q_{ser} \times l_y^2}{8} \times \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q_{ser} \times l_y^3}{48} = \frac{7,93 \times 2,7^2}{8} \times (1,4 - 1,35) + \frac{7,93 \times 2,7^3}{48} = 3,613 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments réels**❖ **En travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 6,5036 = 5,52806 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 3,613 = 3,07105 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **En Appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_0^x = 0,3 \times 6,5036 = 1,95108 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes :**✓ **Exemple de calcul :**❖ **En travée sens x-x :**

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

$$0,5y^2 + (15 \times 3,93 \times 10^{-4} \times y) - (15 \times 3,93 \times 10^{-4} \times 0,09) = 0$$

$$0,5y^2 + 5,895 \times 10^{-3} - 5,3055 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 0 \Rightarrow \Delta = 1,09585 \times 10^{-3}$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{(-5,895 \times 10^{-3}) + \sqrt{1,09585 \times 10^{-3}}}{2 \times 0,5} = 0,02721 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{1}{3}y^3 + (15 \times 3,93 \times 10^{-4} \times (0,09 - 0,02721)^2)$$

$$I = 2,99568 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{5,52806 \times 10^{-3}}{2,99568 \times 10^{-5}} \times 0,02721 = 5,02118 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,02118 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{verifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I}(d-y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \dots \dots \dots (FN)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{5,52806 \times 10^{-3}}{2,99568 \times 10^{-5}}(0,09 - 0,02721) = 173,804 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 173,804 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **En travée selon y-y**

$$0,5y^2 + (15 \times 2,51 \times 10^{-4} \times y) - (15 \times 2,51 \times 10^{-4} \times 0,09) = 0$$

$$0,5y^2 + 3,765 \times 10^{-3} - 3,3885 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 0 \Rightarrow \Delta = 6,91875 \times 10^{-4}$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{(-3,765 \times 10^{-3}) + \sqrt{6,91875 \times 10^{-4}}}{2 \times 0,5} = 0,02254 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{1}{3}y^3 + (15 \times 2,51 \times 10^{-4} \times (0,09 - 0,02254)^2)$$

$$I = 2,095 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{3,07105 \times 10^{-3}}{2,095 \times 10^{-5}} \times 0,02254 = 3,304 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,304 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{verifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{3,07105 \times 10^{-3}}{2,095 \times 10^{-5}}(0,09 - 0,02254) = 148,334 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 148,334 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Calcul de Y et I en Appuis sens x-x et y-y :**

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

$$0,5y^2 + (15 \times 1,51 \times 10^{-4} \times y) - (15 \times 1,51 \times 10^{-4} \times 0,09) = 0$$

$$0,5y^2 + 2,265 \times 10^{-3} - 2,0385 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 0 \Rightarrow \Delta = 4,1283 \times 10^{-4}$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{(-2,265 \times 10^{-3}) + \sqrt{4,1283 \times 10^{-4}}}{2 \times 0,5} = 0,0181 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{1}{3} y^3 + (15 \times 1,51 \times 10^{-4} \times (0,09 - 0,0181)^2)$$

$$I = 1,3686 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1,95108 \times 10^{-3}}{1,3686 \times 10^{-5}} \times 0,0181 = 2,58 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,58 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{1,95108 \times 10^{-3}}{1,3686 \times 10^{-5}} (0,09 - 0,0181) = 153,7513 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 153,7513 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.17** : Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types de La Dalle		M <sup>s</sup> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPA)	Obs.	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub> (MPA)	Obs.
<b>D1</b>	x-x	3,4172	2,720 8	2995,7	3,10367 < 15	Vérifiée	107,43848 < 201,63	Vérifiée
	y-y	2,82287	2,254	2095	3,0367 < 15	Vérifiée	136,34213 < 201,63	Vérifiée
	appui	1,2061	1,805 3	1368,6	1,5909 < 15	Vérifiée	95,10475 < 201,63	Vérifiée
<b>D1'</b>	x-x	5,52806	2,72	2995,68	5,02118 < 15	Vérifiée	173,804 < 201,63	Vérifiée
	y-y	3,07105	2,254	2095	3,304 < 15	Vérifiée	148,334 < 201,63	Vérifiée
	appui	1,95108	1,81	1368,6	2,58 < 15	Vérifiée	153,7513 < 201,63	Vérifiée

❖ **Evaluation de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right.$$

✓ **Pour la dalle D1**

$$12 \text{ cm} > 5,949 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$3,93 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Pour la dalle D1'**

$12\text{ cm} \geq 5,95\text{ cm}$  ..... vérifiée

$3,93\text{ cm}^2 < 4,5\text{ cm}^2$  ..... vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schémas de ferrailage

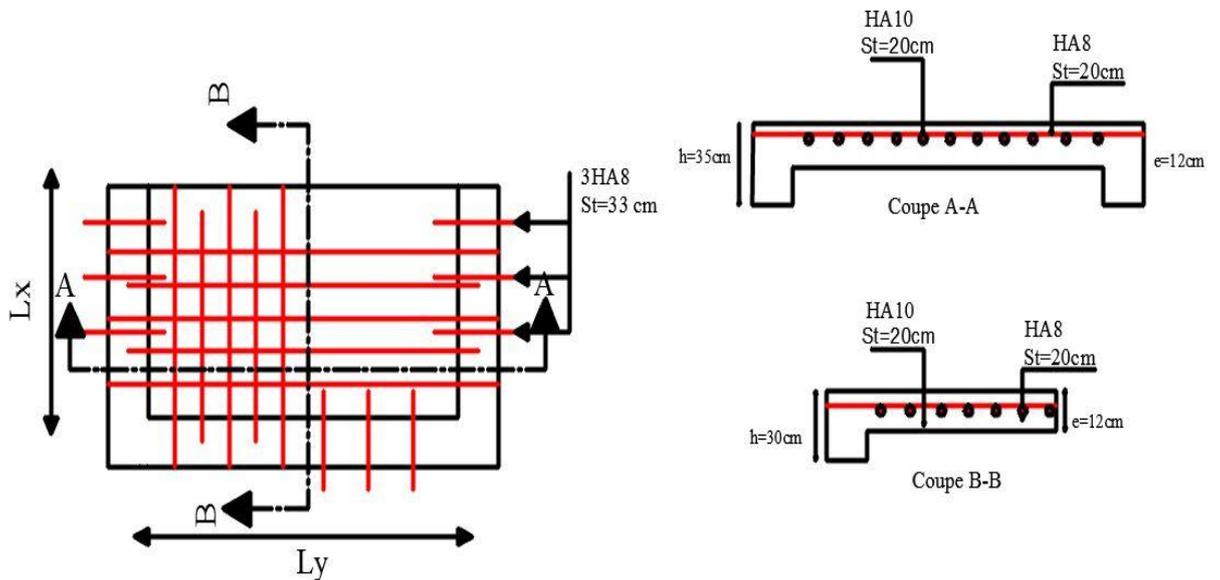


Figure III.5 : Schéma de ferrailage des dalles D1 et D1'

III.4 Etude de l'acrotère :

Elément de façade et de protection, elle sera assimilée à une console encastree à la base du plancher terrasse soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Les dimensions de l'acrotère sont adoptées d'après les plans d'architectures comme elles sont montrées sur la figure ci-dessous. Avec  $S = 0,12125\text{ m}^2$ .



Figure III.6. Modèle de calcul de l'acrotère

Figure III.7. Les dimensions de l'acrotère

**III.4.1 Hypothèse de calcul :**

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

**III.4.2 Evaluation des charges et surcharges :**❖ **poids propre :**

$$G_0 = 3,03125 \text{ KN}$$

$$G^{rev} = 0,56 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est  $G = W_p = 3,73 \text{ KN}$

❖ **charge d'exploitation:**

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

❖ **Force sismique :**

$$F_p = 1,7238 \text{ KN}$$

**III.4.3 Calcul des sollicitations :****Calcul du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} \end{cases}$$

$$X_G = \frac{[(20 \times 20) \times 10] + [(20 \times 15) \times 12,5] + [(40 \times 10) \times 15] + \left[\left(\frac{15 \times 5}{2}\right) \times 25\right] + [(15 \times 5) \times 27,5]}{1212,5}$$

$$Y_G = \frac{(60 \times 400) + (50 \times 300) + (20 \times 400) + (76,667 \times 37,5) + (72,5 \times 75)}{1212,5}$$

$$\begin{cases} X_G = 13,814 \text{ cm} = 0,13814 \text{ m} \\ Y_G = 45,618 \text{ cm} = 0,45618 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 3,59125 \text{ KN} & N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} & M_Q = Q \times h = 1 \times 0,8 = 0,8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 1,7238 \times 0,48918 = 0,84325 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.18. Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons	ELU Accidentelle	ELU	ELS
--------------	------------------	-----	-----

	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	3,59125	4,8482	3,59125
M (KN.m)	1,64325	1,2	0,8

➤ **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

La combinaison à considérer est  $1,35G + 1,5Q$

$$\begin{cases} N_u = 4,8482 \text{ KN} \\ M_u = 1,2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,2}{4,8482} = 0,2475 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0,8}{6} = 0,1333 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_0 > \frac{h}{6}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, donc la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrillage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment  $M_u = N_u \times e$ .

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer ( $e_0$ ) par ( $e$ ) : (excentricité réelle de calcul) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

**Avec :**

$e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}; \frac{80}{250}\right) = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

**CBA 93**(Article A. 4.3.5)

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes

au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1 avec :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,8} = 0$$

$\emptyset$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée il est généralement pris égal à 2.

$l_f$  : Longueur de flambement. *avec* :  $l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,6^3 \times 2}{10^4 \times 0,10} = 0,024576 \text{ m}$$

D'où :  $e = 24,75 + 2 + 2,4576 = 29,21 \text{ cm}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

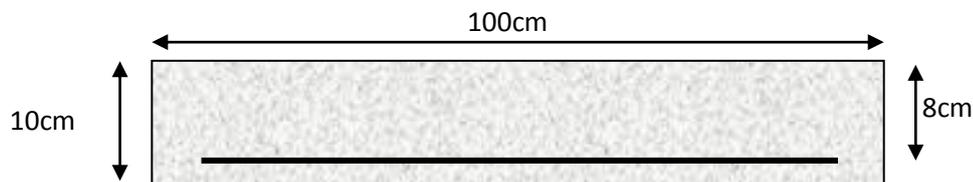
$$N_u = 4,8482 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 4,8482 \times 0,2921 = 1,416 \text{ KN.m}$$

#### III.4.4 Ferrailage de l'acrotère :

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} ; f_{st} = 348 \text{ Mpa} ; N_u = 4,8482 \text{ KN} ; M_u = 1,416 \text{ KN.m} ; d = 8 \text{ cm (FN)}$$



**Figure III.8.** Section de l'acrotère à ferrailer

$(h/6 < e_0) \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée et  $e_0$  est en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec  $M_{UA}$  :

$$M_{UA} = N \times e_A = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

**NB :**  $N_u$  est pris avec son signe :  $N$  Compression (+).

$$M_{UA} = 1,416 + 4,8482 \times \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1,561 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,561 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,0172 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0,02168 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,07931 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{1,561 \times 10^{-3}}{0,07931 \times 348} = 0,5656 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,5656 \times 10^{-4} - \frac{4,8482 \times 10^{-3}}{348} = 0,42628 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

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

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 9,66 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$A_t^{\min} = 0,966 \text{ cm}^2/\text{ml} > A = 0,42628 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On ferraille avec  $A_t^{\min} = 0,966 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; soit :  $A_{choisis} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{choisis}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow \text{on opte pour } 4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Choix des armatures**

Sens principal :  $A_t^{\min} = 0,966 \text{ cm}^2/\text{ml}$       On prend 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml

Sens secondaire :  $A_r = 0,5025 \text{ cm}^2/\text{ml}$       On prend 4HA6 = 1,13 cm<sup>2</sup>/ml

❖ **Calcul des espacements**

Sens principal :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

Sens secondaire :  $S_t \leq 80/4 = 20 \text{ cm}$

✓ **Vérification au cisaillement** : on doit vérifier  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$V_u = F_p + Q = 2,7238 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,7238 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,03405 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,03405 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$ .....vérifiée  $\Rightarrow$  pas de risque au cisaillement.

➤ **Vérifications à l'ELS :**

La combinaison à considérer est  $G + Q$

$$\begin{cases} N_{ser} = 3,59125 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0,8 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{et } \eta = 1,6 \text{ pour les aciers HR}$$

Les vérifications effectuées dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1) Contrainte limite de l'acier.

2) Contrainte limite du béton.

✓ **Vérification des contraintes**

1) Vérification de la Contrainte limite de l'acier :

$$F.N \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 201,63) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

**Calcul de y**

$$(y = y_c + C)$$

$$C = e_G - y_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - 0,45618 = 0,223 - 0,45618 = -0,23318 \text{ m}$$

$$C < 0 \text{ et } y_c > 0$$

**Calcul de p et q**

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3C^2 - \frac{90A'}{b}(c-d') + \frac{90A}{b}(d-c) \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c-d')^2 - \frac{90A}{b}(d-c)^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p = -3C^2 + \frac{90A}{b}(d-c) = -0,1575 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A}{b}(d-c)^2 = 0,02358 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$y_c^3 - 0,220y_c + 0,038 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 4P^3 + 27Q^2 = 4 \times (-0,1575)^3 + 27 \times (0,02358)^2 = -6,155 \times 10^{-4}$$

$\Delta < 0 \rightarrow$  trois racines réelles, il faut choisir celle qui convient :  $0 \leq y = y_c + c \leq h$ .

$$\begin{cases} a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 0,4583 \\ \cos\theta = \frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \Rightarrow \theta = 168,55^\circ \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\theta}{3} = 0,2551 \text{ m} \\ y_{c2} = a \cos \left( \frac{\theta}{3} + 120^\circ \right) = -0,4573 \text{ m} \\ y_{c3} = a \cos \left( \frac{\theta}{3} + 240^\circ \right) = 0,2022 \text{ m} \end{cases}$$

On a:  $-c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0,23318 \leq y_c \leq 0,33318$

On opte pour  $y_c = 0,2551 \text{ m} \Rightarrow y = y_c + c = 0,02192 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b}{2}y^2 - 15A(d-y) = \frac{1 \times 0,02192^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} \times (0,08 - 0,02192)$$

$$\mu_t = 6,5132 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t}y = \frac{3,59125 \times 10^{-3}}{6,5132 \times 10^{-5}} \times 0,02192 = 1,2086 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{Ser}}{\mu_t}(d-y) = \frac{15 \times 3,59125 \times 10^{-3}}{6,5132 \times 10^{-5}} \times (0,08 - 0,02192) = 48,036 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,64 \text{ MPa} \end{cases}$$

### III.4.5 Schémas de ferrailage :

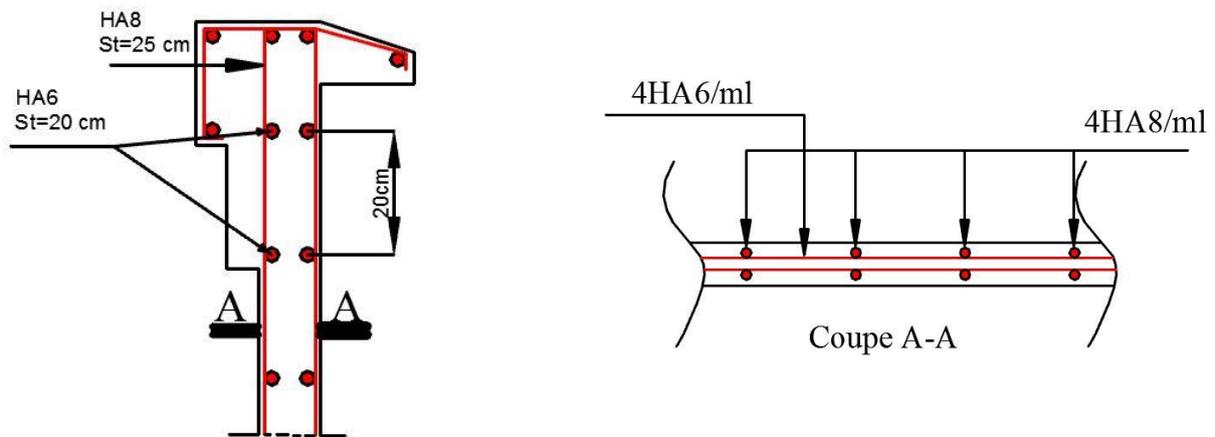


Figure III.9. Schéma de ferrailage de l'acrotère

## III.5 Etude de l'ascenseur :

### III.5.1 Définition :

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

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

### III.5.2 Description de l'ascenseur :

- **La Cabine** : Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- **La Gaine** : Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.
- **Le Palier** : Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.
- **La Cuvette** : Partie de la gaine située en contre-bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.
- **La Hauteur libre** : Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la Cabine.
- **Le local des machines** : Local où se trouvent la machine et son appareillage.

### III.5.3 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 :

- $L_x = 230 \text{ cm}$  Longueur de l'ascenseur.  
 $L_y = 175 \text{ cm}$  Largeur 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.  
 $P_{personnes} = 6,3 \text{ KN}$  La charge nominale.  
 $V = 100 \text{ m/s}$  La vitesse.

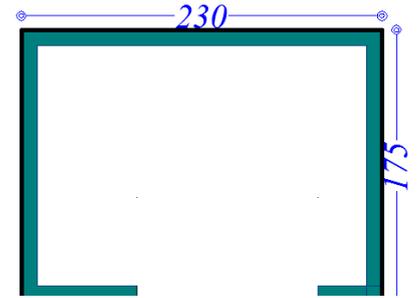


Figure III.10. dimension d'ascenseur

### III.5.4 Etude de la dalle pleine du local des machines :

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.

La dalle est sur 4 appuis.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,75}{2,3} = 0,76 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{175}{45} < e < \frac{175}{40} \Rightarrow 3,89 < e < 4,375$$

$e \geq 12 \text{ cm}$  pour 2H de coup feu

Donc on opte pour une épaisseur de  $e=15\text{cm}$ .

### III.5.5 Evaluation des charges et surcharges :

$G_1 = 25 \times 0.15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$  : Poids de la dalle en béton armé

$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88 \text{ KN/m}^2$  : Poids du revêtement en béton

$G' = G_1 + G_2 = 3,75 + 0.88 = 4,63 \text{ KN/m}^2$

$G'' = \frac{F_c}{s} = \frac{102}{1,75 \times 2,3} = \frac{102}{4,025} = 25,34161491 \text{ KN/m}^2$  : Poids de la machine

$G_{Total} = G' + G'' = 4,63 + 25,34161491 = 29,97161491 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$

#### III.5.5.1 Calcul de la dalle sous charge concentrée :

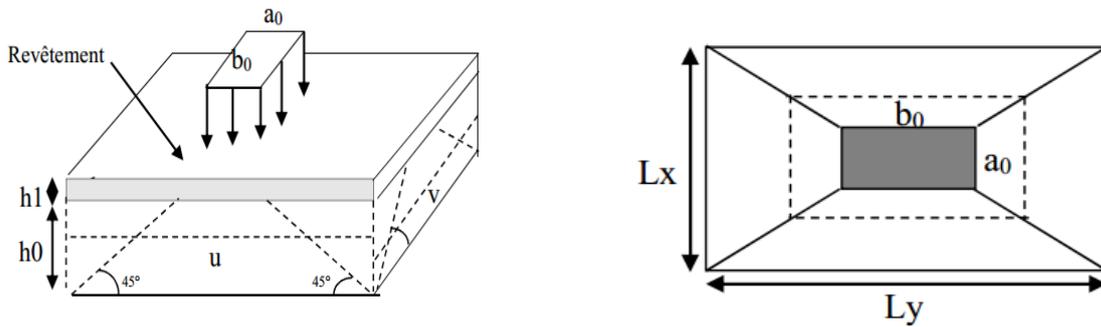
La charge concentrée  $\mathbf{P}$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $\mathbf{a_0} \times \mathbf{b_0}$ , elle agit uniformément sur une aire  $\mathbf{u} \times \mathbf{v}$  situé sur le plan moyen de la dalle.

$\mathbf{a_0} \times \mathbf{b_0}$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$\mathbf{u} \times \mathbf{v}$  : Surface d'impact.

$\mathbf{a_0}$  et  $\mathbf{u}$  : dimension suivant x-x.

$\mathbf{b_0}$  et  $\mathbf{v}$  : Dimension suivant y-y



**Figure III.11.** Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ Pour une vitesse } V = 1 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$h_1 = 4 \text{ cm}$  : Epaisseur du revêtement.

$h_0 = 15 \text{ cm}$  : Epaisseur de la dalle.

$\xi$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement

$$\xi = \begin{cases} 0,75 \rightarrow \text{revetement moins résistant} \\ 1 \rightarrow \text{revetement en béton armé} \end{cases} \Rightarrow \text{ Dans notre cas } \xi = 1$$

D'où :

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 4 = 103 \text{ cm} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 4 = 103 \text{ cm} \end{cases}$$

### III.5.5.2 Calcul des sollicitations à l'ELU :

$$\begin{cases} M_1^x = q_u \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_1^y = q_u \times (M_1 + v \times M_2) \end{cases} \text{ avec } v : \text{ coefficient de poisson } \begin{cases} v = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ v = 0,2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$M_1$  et  $M_2$  sont des coefficients donnés par l'abaque de Mougins..... [Annexe III]

$$\begin{cases} M_1 : \text{ en fonction de } \frac{u}{L_x} \text{ et } \rho \\ M_2 : \text{ en fonction de } \frac{v}{L_y} \text{ et } \frac{v}{L_x} \text{ et } \rho \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{u}{L_x} = \frac{103}{175} = 0,589 \Rightarrow M_1 = 0,089 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{103}{230} = 0,448 \Rightarrow M_2 = 0,067 \end{cases}$$

#### III.5.5.2.1 Evaluation des moments $M_1^x$ et $M_1^y$ du système de levage :

$$q_u = 1,35 G = 1,35 (D_m + P_m + P_{personnes}) = 1,35 \times (82 + 15 + 6,3) = 139,455 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = 139,455 \times 0,089 \Rightarrow M_1^x = 12,411495 \text{ KN.m} \\ M_1^y = 139,455 \times 0,067 \Rightarrow M_1^y = 9,343485 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### III.5.5.2.2 Evaluation des moments $M_2^x$ et $M_2^y$ due au poids propre de la dalle :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$$\rho = l_x / l_y = 0,76 > 0,4 \Rightarrow \text{ La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0,0608 \\ \mu_y = 0,5274 \end{cases} \quad \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0,0672 \\ \mu_y = 0,6580 \end{cases} \dots\dots (\text{Annexe 2})$$

$$q_u = 1,35 G' + 1,5 Q = 1,35 \times 4,63 + 1,5 \times 1 = 7,7505 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_2^x = 0,0608 \times 7,7505 \times 1,75^2 \Rightarrow M_2^x = 1,4431431 \text{ KN.m} \\ M_2^y = 0,5274 \times 1,4431431 \Rightarrow M_2^y = 0,76111367 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.5.5.2.3 Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_0^x = M_1^x + M_2^x \Rightarrow M_0^x = 13,8546381 \text{ KN.m} \\ M_0^y = M_1^y + M_2^y \Rightarrow M_0^y = 10,10459867 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.5.5.2.4 Calcul des moments réels :

➤ **En Travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 13,8546381 = 11,77644239 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 10,10459867 = 8,58890887 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **En Appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_0^x = -4,15639143 \text{ KN.}$$

### III.5.5.3 Calcul du Ferrailage :

Le calcul de la dalle sur 4 Appuis se fera pour une bande de 1m de longueur et de 15 cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d = e - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$  (FPN)

Tableau III.19. Calcul de ferrailage a l'ELU

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	Selon x-x	11,77644239	0,049072599	0,062924548	0,126727923	2,67032
	Selon y-y	8,58890887	0,035790102	0,045568213	0,127630452	1,93377
En Appuis	Selon : x-x	-4,15639143	0,01731974	0,021840478	0,128864295	0,92684
	y-y					

**Condition de non fragilité :**

❖ **En travée :**

On a HA  $f_c$  E400  $\Rightarrow \rho_0 = 0,0008$

Avec  $e = 15 \text{ cm}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$  et  $\rho = 0,76$

$$\begin{cases} \rho = 0,76 \\ e = 15 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} A_{tx}^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.76}{2}\right) \times 100 \times 15 \\ A_{ty}^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 1,344 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t^x = 2,67032 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{\min} = 1,344 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_t^x \\ A_t^y = 1,93377 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_t^y \\ A_t^y = 1,93377 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_x^{\min}}{4} = 0,336 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{cases}$$

❖ **En appuis :**

$$\begin{cases} A_a^x = 0,92684 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1,344 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_x^{\min} \\ A_a^y = 0,92684 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_y^{\min} \end{cases}$$

Les sections d'armatures adoptées en travée et en appuis sont résumées dans le tableau suivant :

4HA10 selon le sens X	4HA10 selon le sens Y	3HA8 selon x-y
$A_x = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_y = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{x-y} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Calcul de l'espacement :**

❖ **En travée :**  $St \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

FPN  $\Rightarrow \begin{cases} St \parallel l_x = 25 \text{ cm} \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ St \parallel l_y = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{on opte pour } St = 25 \text{ cm}$

❖ **En appuis :**  $St \leq \frac{100}{4} = 33,33 \text{ cm} \Rightarrow st = 33 \text{ cm}$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Il faut vérifier que :  $q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots \text{CBA (article A.5.2.4.2)}$

Avec :  $q_u$  : charge de calcul à l'état ultime.

$U_c$  : Périmètre du rectangle d'impact au niveau de feuillet moyen.

$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (103 + 103) = 412 \text{ cm}$

$0,045 \times 4,12 \times 0,15 \times 25 \times \frac{10^3}{1,5} = 463,5 \text{ KN/m}$

$139,455 \text{ KN} \leq 463,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

$\Rightarrow$  **Pas de risque de poinçonnement.**

➤ **Vérification de l'effort tranchant :** Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge :

$$= v \Rightarrow \begin{cases} \text{au milieu de } a_0 : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{q_u}{3u} = \frac{139,455}{3 \times 1,03} = 45,1312 \text{ KN} \\ \text{au milieu de } b_0 : V_u = \frac{q_u}{2v + u} = \frac{q_u}{3v} = \frac{139,455}{3 \times 1,03} = 45,1312 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{45,1312 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,3472 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,167 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,3472 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Pas de risque vis-à-vis le cisaillement**

### III.5.5.4 Calcul des sollicitations à l'ELS :

#### III.5.5.4.1 Evaluation des moments $M_1^x$ et $M_1^y$ du système de levage :

$$q_{ser} = G = 103,3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_1^y = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 103,3 \times (0,089 + 0,2 \times 0,067) = 10,57792 \text{ KN.m} \\ 103,3 \times (0,067 + 0,2 \times 0,089) = 8,75984 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_1^x = 10,57792 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 8,75984 \text{ KN.m}$$

#### III.5.5.4.2 Evaluation des moments $M_2^x$ et $M_2^y$ due au poids propre de la dalle :

$$q_s = G' + Q = 4,63 + 1 = 5,63 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_2^x = 0,0672 \times 5,63 \times 1,75^2 = 1,158654 \text{ KN.m} \\ M_2^y = 0,6580 \times 1,158654 = 0,762394332 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### III.5.5.4.3 Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_0^x = M_1^x + M_2^x \Rightarrow M_0^x = 10,57792 + 1,158654 = 11,736574 \text{ KN.m} \\ M_0^y = M_1^y + M_2^y \Rightarrow M_0^y = 8,75984 + 0,762394332 = 9,522234332 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### III.5.5.4.4 Calcul des moments réels :

❖ **En Travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 11,736574 = 9,9760879 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 9,522234332 = 8,093899182 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **En Appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_0^x = -0,3 \times 11,736574 = 3,5209722 \text{ KN.m}$$

#### ➤ **Vérification des contraintes dans le béton (FPN)**

✓ **Exemple de calcul :** calcul de Y et I

❖ **En travée sens x-x :**

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

$$0,5y^2 + (15 \times 3,14 \times 10^{-4} \times y) - (15 \times 3,14 \times 10^{-4} \times 0,13) = 0$$

$$0,5y^2 + 4,71 \times 10^{-3} - 6,123 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c = 0 \Rightarrow \Delta = 1,2468 \times 10^{-3}$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2 \times a} = \frac{(-4,71 \times 10^{-3}) + \sqrt{1,2468 \times 10^{-3}}}{2 \times 0,5} = 0,0306 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{1}{3}y^3 + (15 \times 3,14 \times 10^{-4} \times (0,13 - 0,0306)^2)$$

$$I = 5,6087 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9,9760879 \times 10^{-3}}{5,6087 \times 10^{-5}} \times 0,0306 = 5,4428 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,4428 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{verifiée}$$

❖ **En travée selon y-y**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8,093899182 \times 10^{-3}}{5,6087 \times 10^{-5}} \times 0,0306 = 4,41588 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,41588 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{verifiée}$$

❖ **En appuis sens x-x et y-y :**

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

$$0,5y^2 + (15 \times 1,51 \times 10^{-4} \times y) - (15 \times 1,51 \times 10^{-4} \times 0,13) = 0$$

$$0,5y^2 + 2,265 \times 10^{-3} - 2,9445 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c = 0 \Rightarrow \Delta = 5,9403 \times 10^{-4}$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2 \times a} = \frac{(2,265 \times 10^{-3}) + \sqrt{5,9403 \times 10^{-4}}}{2 \times 0,5} = 0,02211 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{1}{3}y^3 + (15 \times 1,51 \times 10^{-4} \times (0,13 - 0,02211)^2)$$

$$I = 5,601 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3,5209722 \times 10^{-3}}{5,601 \times 10^{-5}} \times 0,02211 = 1,3899 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,3899 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{verifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

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

**1<sup>ère</sup> Condition :**

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[ \frac{3}{80} ; \frac{M_{tx}}{20 M_0} \right] \Rightarrow \frac{15}{175} = 0,086 > \max \left[ 0,0375 ; \frac{9,9760879}{20 \times 11,736574} \right]$$

$\Rightarrow 0,086 > \max[0,0375 ; 0,0425] = 0,0425 \dots \dots \dots$  vérifiée

**2<sup>ème</sup> Condition :**

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14 \times 10^{-4}}{1 \times 0,13} = 2,4154 \times 10^{-3} < \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots$$
 vérifiée

**Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.**

### III.5.5.5 Calcul de la dalle sous charge répartie :

#### III.5.5.6 Calcul des sollicitations à l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times G_{Total} + 1,5 \times Q$$

$$q_u = 1,35 \times 29,97161491 + 1,5 \times 1 = 41,96168013 \text{ KN/ml}$$

#### III.5.5.6.1 Evaluation des moments sous charge répartie :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0608 \times 41,96168013 \times 1,75^2 = 7,6271 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0,5274 \times 7,6271 = 4,02253 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### III.5.5.6.2 Calcul des moments réels :

❖ **En Travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 7,6271 = 6,483035 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 4,02253 = 3,4191505 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **En Appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_0^x = -0,3 \times 7,6271 = -2,28813 \text{ KN.m}$$

### III.5.5.7 Calcul du Ferrailage

Le calcul de la dalle sur 4 Appuis se fera pour une bande de 1m de longueur et de 15 cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d = e - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$  (FPN)

Tableau III.20. Calcul de ferrailage a l'ELU.

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	Selon x-x	6,483035	0,027014897	0,034237504	0,128219649	1,452929481
	Selon y-y	3,4191505	0,014247647	0,017938272	0,129067209	0,761242543
En appuis	Selon : x-x y-y	-2,28813	0,009534669	0,011738479	0,129389599	0,508161881

➤ **Condition de non fragilité :**

❖ **En travée :**

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{tx}^{\min} = 1,344 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ty}^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t^x = 1,45293 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{\text{min}} = 1,344 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_t^x \\ A_t^y = 0,7612 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_y^{\text{min}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_y^{\text{min}} \\ A_t^y = 0,7612 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_x^{\text{min}}}{4} = 0,4 \text{ cm}^2/\text{ml} & \dots\dots\dots \text{Vérfiée.} \end{cases}$$

❖ **En appuis :**

$$\begin{cases} A_a^x = 0,50821 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\text{min}} = 1,344 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_x^{\text{min}} \\ A_a^y = 0,5082 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\text{min}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_y^{\text{min}} \end{cases}$$

Les sections d'armatures adoptées en travée et en appuis sont résumées dans le tableau suivant :

4HA8 selon le sens X	4HA8 selon le sens Y	3HA8 selon x-y
$A_X = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_Y = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{x-y} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Calcul de l'espacement :**

$$St \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{FPN} \Rightarrow \begin{cases} St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \\ St = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{on opte pour } St = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Il faut vérifier que :  $q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}/\gamma_b \dots\dots\dots \text{CBA (article A.5.2.4.2)}$   
Avec :  $q_u$  : charge de calcul a l'état ultime.

$U_c$  : Périmètre du rectangle d'impact au niveau de feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (103 + 103) = 412 \text{ cm}$$

$$0,045 \times 4,12 \times 0,15 \times 25 \times \frac{10^3}{1,5} = 463,5 \text{ KN/m}$$

$$41,96168013 \text{ KN} \leq 463,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**Pas de risque de poinçonnement.**

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$v_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{41,96168013 \times 1,75}{2} \times \frac{2,3^4}{1,75^4 + 2,3^4} = 27,4998 \text{ KN}$$

$$v_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{41,96168013 \times 2,3}{2} \times \frac{2,3^4}{1,75^4 + 2,3^4} = 36,14267 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{36,14267 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,278 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,167 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,278 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**D'où :** pas de risque vis-à-vis le cisaillement

**III.5.5.8 Calcul des sollicitations à l'ELS :**

$$q_{ser} = G_{Total} + Q = 29,97161491 + 1 = 30,97161491 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0,0672 \times 30,97161491 \times 1,75^2 = 6,37396 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0,6580 \times 6,37396 = 4,1941 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **En Travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 6,37396 = 5,417866 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 4,1941 = 3,564985 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **En Appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_0^x = -0,3 \times 6,37396 = -1,912188 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton (FPN)**  
 . Vérifications des contraintes à l'ELS

**Tableau III.21.** Calcul des contraintes à l'ELS.

Position		$M_x$ (KN.m)	$A_s$ $cm^2$	$y$ (cm)	$I$ $cm^4$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	5,417866	2,01	2,5145	3844,8	3,5433 < 15	Vérifiée
	y-y	3,564985	2,01	2,5145	3844,8	2,3315 < 15	Vérifiée
Appui	x-x et y-y	-1,912188	1,51	2,211	2996,8	1,41078 < 15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

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

**1<sup>ère</sup> Condition :**

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[ \frac{3}{80} ; \frac{M_{tx}}{20 M_0} \right] \Rightarrow \frac{15}{175} = 0,086 > \max \left[ 0,0375 ; \frac{5,417866}{20 \times 6,37396} \right]$$

$$\Rightarrow 0,086 > \max [0,0375 ; 0,0425] = 0,0425 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**2<sup>ème</sup> Condition :**

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,01 \times 10^{-4}}{1 \times 0,13} = 1,5462 \times 10^{-3} < \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

On remarque que les sollicitations sont maximales dans le premier type de dalle (charge concentrée), Donc on opte pour le ferrailage suivant :

### III.5.6 Schémas de ferrailage :

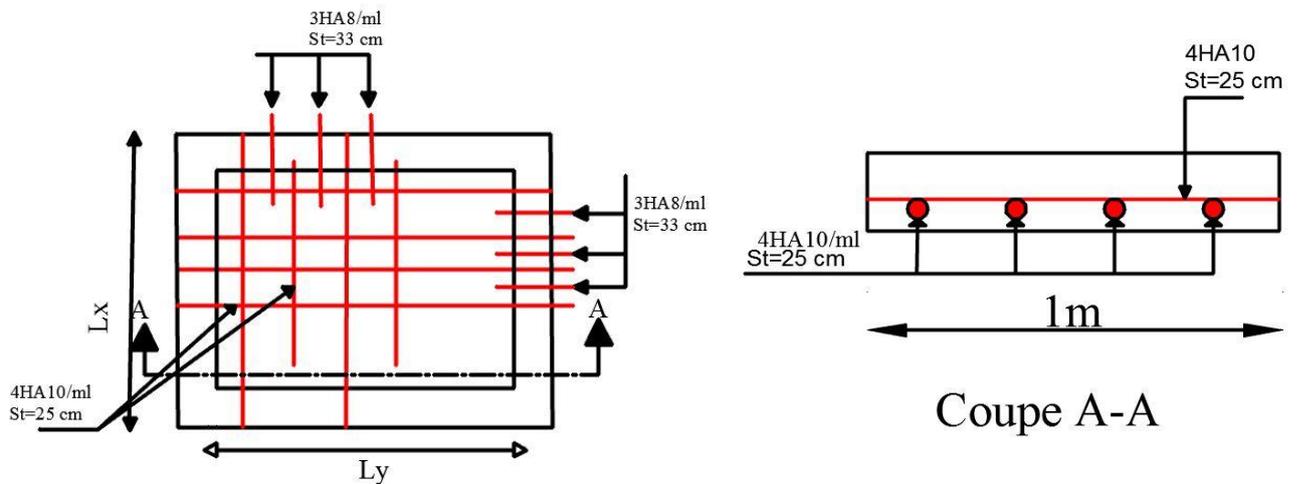


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle (local des machines)

### III.6 Poutre de Chainage :

#### III.6.1 Définition :

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé soit horizontale ou verticale, jouant un rôle porteur des poutrelles ou du corps creux.

Dans notre cas on aura besoin des poutres de chaînages horizontales, elles ceignent les ouvertures au niveau des planchers pour les rendre solidaires et supportent les murs en doubles cloisons.

#### III.6.2 Dimensions :

Selon le RPA 99 (Article 9.3.3)

- ✓ La largeur est égale à l'épaisseur totale du mur.
- ✓  $h \geq 15 \text{ cm}$
- ✓  $b \geq \frac{2}{3} \times h$

Donc on prend :

$$h = 20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm} \geq \frac{2}{3} \times 20 = 13,33 \text{ cm}$$

#### III.6.3 Sollicitations :

- Poids propre de la poutre :  $g_0 = b \times h \times \gamma_b = 0,25 \times 0,2 \times 25 = 1,25 \text{ KN/ml}$
- Poids propre Du mur :  $g_{mur} = G_{mur} \times e = 2,34 \times 0,25 = 0,585 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du plancher :  $g_{plancher} = P_{plancher} \times \frac{l}{2}$
- Charge d'exploitation sur la poutre :  $Q_0 = Q \times b = 1 \text{ KN/m}^2$

La charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\text{➤ ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \frac{l}{2} + 1,35G_p + 1,5Q_0$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow q_u &= (1,35 \times (5,28 + 0,585) + 1,5 \times 5) \frac{1}{2} + 1,35 \times 1,25 + 1,5 \times 1 \\ &= 10,896375 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\text{➤ ELS : } q_s = (G + Q) \frac{l}{2} + G_p + Q_0$$

$$\Rightarrow q_s = ((5,28 + 0,585) + 5) \frac{1}{2} + 1,25 + 1 = 7,6825 \text{ KN/m}$$

➤ **Moments isostatiques :**

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 10,896375 \times \frac{3,74^2}{8} = 19,052 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 7,6825 \times \frac{3,74^2}{8} = 13,432 \text{ KN.m} \end{cases}$$

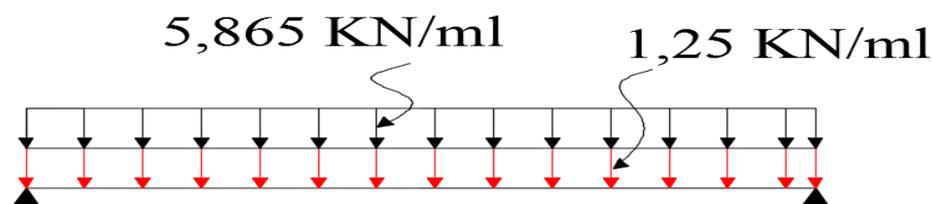
➤ **Moments réels :**

❖ **En Travée :**

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_t = 0,85 \times 19,052 = 16,1942 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t = 0,85 \times 13,432 = 11,4172 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **En Appuis :**

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_a = -0,4M_0 = -0,4 \times 19,052 = -7,6208 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_a = -0,4M_0 = -0,4 \times 13,432 = -5,3728 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**Figure III.13.** Schéma statique de la poutre de chaînage.

### III.6.4 Ferrailage :

Le calcul se fait de la même manière que pour les plancher :

❖ **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{16,1942 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,25 \times 0,18^2} = 0,141 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,141}] = 0,191$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,191) = 0,166 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{16,1942 \times 10^{-3}}{0,166 \times 348} = 2,803 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,803 \text{ cm}^2$$

❖ **En appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{7,6208 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,25 \times 0,18^2} = 0,066 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,066}] = 0,085$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,085) = 0,1738 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_a = \frac{7,6208 \times 10^{-3}}{0,1738 \times 348} = 1,26 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,26 \text{ cm}^2$$

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

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

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 0,54 \text{ cm}^2 < A_t = 2,803 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow A_a^{\min} = 0,54 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 1,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc on ferraille avec  $A_{calculé}$ .

**III.6.4.1 Choix d'armatures :**➤ **Armatures longitudinales :**

$$\text{En travée : } A = 2,803 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A = 1,26 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :** on fixe  $St = 15\text{cm}$ 

$$A_{trans} \geq \frac{0,4 \times 0,25 \times 0,15}{400} = 3,75 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,375 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{0,25 \times 0,15 \times (0,327 - (0,3 \times 2,1))}{0,9 \times 400} = -0,3156 \text{ cm}^2 < 0$$

Soit :  $4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

✓ **Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1):**

$$V_u = \frac{10,896375 \times 3,74}{2} = 20,376 \text{ KN}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,07f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{20,376 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,18} = 0,4528 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ **Espacement (St) :**

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent :

$$1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad St \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \quad \Rightarrow \quad St \leq 22,8 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad St \leq -14,90 \text{ cm}$$

D'où,  $St = \min (St_1 ; St_2 ; St_3) = 15 \text{ cm}$

✓ **Vérfications à l'ELS :**

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

**Tableau III.22.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	$M_{ser}$ (KN.m <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	11,4172	6,76	8998,56	$8,577 \leq 15$
En appui	-5,3728	5,86	6894,155	$4,566 \leq 15$

Schéma de ferrailage :

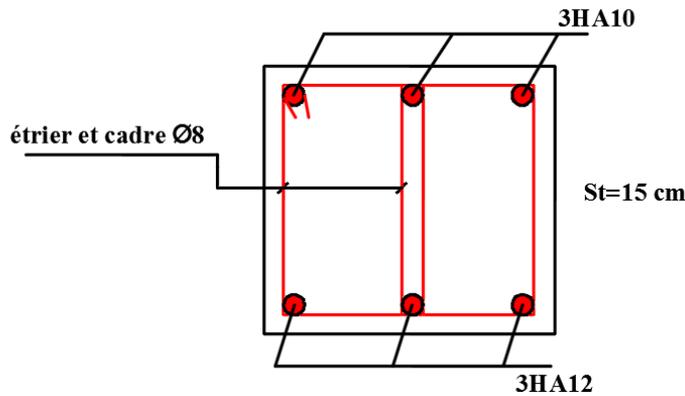


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

✓ Vérification de la flèche

Conditions de la vérification de la flèche :

Données :

$$l = 3,74 \text{ m} ; M_{0s} = 13,432 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 11,4172 \text{ KN.m} ;$$

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

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{10 M_{0s}} \Leftrightarrow 0,0535 < 0,085 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{1,57}{25 \times 18} = 0,00753 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$3) L < 8 \text{ m}$$

Puisque la 1ère condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.23. Vérification de la flèche.

$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	observation
2,05137415	0,43641277	1,67880787	0,74849755	2,54527166	7,48	vérifiée

III.7 Etude des escaliers :

III.7.1 Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a trois types d'escaliers en béton armé.

### III.7.2 Etude de la volée 1 RDC :

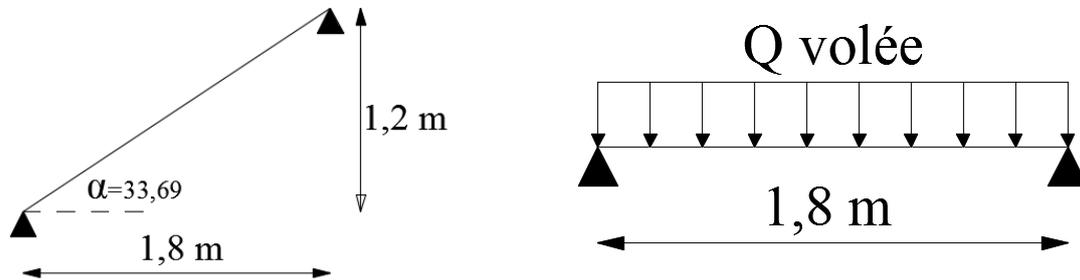


Figure III.15. Schéma statique de la volée 1 du RDC

#### III.7.2.1 Évaluation des charges et surcharges :

$$G = 6,4516 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

#### III.7.2.2 Les combinaisons des charges :

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,45966 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 8,9516 \text{ KN/ml}$$

#### III.7.2.3 Les sollicitations à l'ELU :

Tableau III.24. Sollicitation à l'ELU escalier type 1

	q (KN/ml)	M <sub>0</sub> (KNm)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KNm)	M <sub>a</sub> (KNm)	V <sub>a</sub> (KN)
ELU	12,09057	5,0461623	3,784621725	-1,51384869	11,213694
ELS	8,6782	3,625398	2,7190485	-1,0876194	/

#### III.7.2.4 Ferrailage :

Tableau III.25. Ferrailage d'escalier type 1.

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A <sub>CAL</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>Adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	3,784621725	0,0740	0,09620	0,05769	1,885	0,7245	4HA10=3.14
En appuis	-1,51384869	0,00178	0,00224	0,0599	0,726	0,7245	4HA10=3.14

#### ➤ Calcul de la section des armatures de répartition :

Selon l'article (E.8.2.41) du BAEL91 lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés, les armatures de répartition sont aux moins égale à  $\frac{A}{4}$  alors

❖ **En travée** :  $A(\text{répartition}) \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on choisit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml

❖ **En appuis** :  $A(\text{répartition}) \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on choisit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on adopte 4HA8 (aux appuis et en travée)

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on adopte 4HA8 (aux appuis et en travée)

✓ **Espacement des barres**

Armatures longitudinales :  $S_t \leq \min(3 \times e; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérfications à l'ELU**

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

$$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.06 \times \frac{2.1}{400} = 0,7245 \text{ cm}^2$$

❖ **En travée** :  $A^t = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,7245 \text{ cm}^2$  ..... vérifier

❖ **En appui** :  $A^a = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,7245 \text{ cm}^2$  ..... vérifier

✓ **Vérification de l'effort tranchant** : Fissuration peu nuisible

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 1,17 \text{ MPa}. \text{ (BAEL91)}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = \frac{11,213694 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \text{ ..... Condition vérifiée.}$$

**Donc pas risque de rupture par cisaillement**

✓ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

$$A_l \geq \left( V + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \quad A_l = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3,14 \text{ cm}^2 \geq \left( 11,213694 \times 10^{-3} - \frac{1,51384869 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.06} \right) \times \frac{1.15}{400} = -0,48389 \text{ ... vérifier}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

**Tableau III.26.** Vérification des contraintes à l'ELS (escalier type 1)

	$M_{ser}$ (KNm)	y(m)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
<b>En travée</b>	3,625398	1,9526	1019,718611	5,2065	15	vérifiée
<b>En appui</b>	-1,0876194	1,9526	1019,718611	2,0826	15	

➤ **Etat limite de déformation**

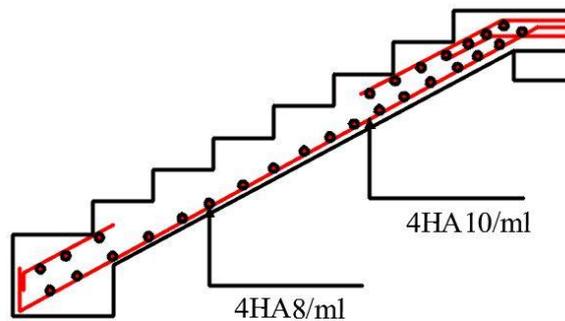
- ✓ **Vérification de la flèche :** la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{M_t \times b_0} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{1,2}{1,8} = 0,6667 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = \frac{2,7190485}{20 \times 3,625398} = 0,0375 \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{d \times b} = \frac{3,14}{6 \times 100} = 0,00523 \leq \frac{2.4}{f_e} = \frac{2,4}{400} = 0,006 \dots \dots (3) \end{cases}$$

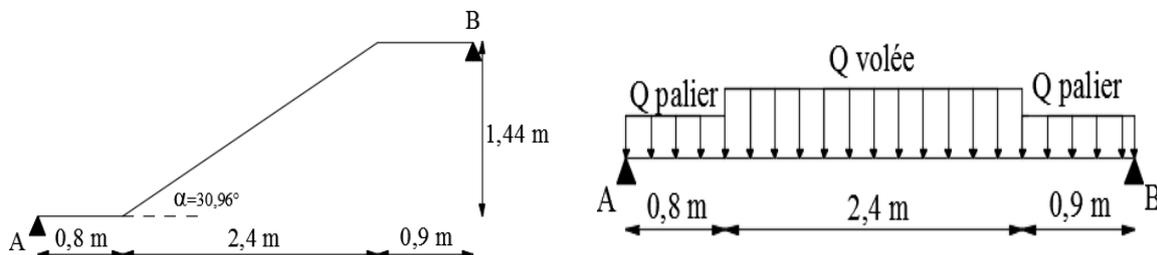
Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

**III.7.2.5 Schéma de ferrailage :**



**Figure III.16.** Schéma de ferrailage de la volée 1 d'escalier RDC

**III.7.3 Etude d'escalier volée 3 RDC :**



**Figure III.17.** Schéma statique de la volée 3 du RDC

**III.7.3.1 Évaluation des charges et surcharges :**

$$\begin{cases} G_V = 8,2744 \text{ KN/m}^2 \\ Q_V = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_p = 5,18 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**III.7.3.2 Combinaison des charges :**

$$\text{Volée : } \begin{cases} \text{ELU : } q_v^u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8,2744 + 1,5 \times 2,5 = 14,92044 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } q_v^s = G + Q = 8,2744 + 2,5 = 10,7744 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Palier : } \begin{cases} \text{ELU : } q_p^u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,18 + 1,5 \times 2,5 = 10,743 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } q_p^s = G + Q = 5,18 + 2,5 = 7,68 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Réaction d'appuis :** le calcul se fera par la méthode RDM.

**ELU :**

$$\sum F_V \Rightarrow R_A + R_B = (0,8 \times 10,743) + (0,9 \times 10,743) + (2,4 \times 14,92044) \\ = 54,072156 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \left[ \left( 10,743 \times \frac{0,8^2}{2} \right) + \left( 14,92044 \times 2,4 \times \left( \frac{2,4}{2} + 0,8 \right) \right) + \left( 10,743 \times 0,9 \times \left( \frac{0,9}{2} + 2,4 + 0,8 \right) \right) \right] / 4,1$$

$$\Rightarrow R_B = 26,91381146 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 54,072156 - 26,91381146 \text{ KN} = 27,15834454 \text{ KN}$$

**ELS :**

$$\sum F_V \Rightarrow R_A + R_B = (0,8 \times 7,68) + (0,9 \times 7,68) + (2,4 \times 10,7744) = 38,91456 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \left[ \left( 7,68 \times \frac{0,8^2}{2} \right) + \left( 10,7744 \times 2,4 \times \left( \frac{2,4}{2} + 0,8 \right) \right) + \left( 7,68 \times 0,9 \times \left( \frac{0,9}{2} + 2,4 + 0,8 \right) \right) \right] / 4,1$$

$$\Rightarrow R_B = 19,3667122 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 38,91456 - 19,3667122 \text{ KN} = 19,5478478 \text{ KN}$$

➤ **Effort tranchant et moment fléchissant :**

**Calcul à l'ELU :**

Calcul par la méthode des sections :

❖ **Tronçon 1 :  $0 \leq x \leq 0,8$** 

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A - q_p x + T(x) = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = -R_A + q_p x = -27,15834454 + 10,743 x$$

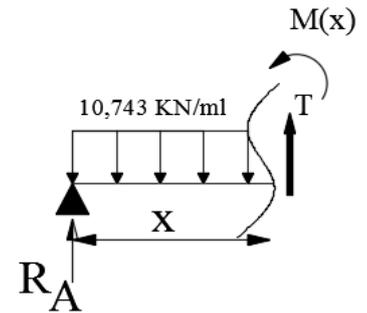
$$\begin{cases} T(0) = -27,15834454 \text{ KN} \\ T(0,8) = -18,56394454 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M(x) = 0 \Rightarrow M(x) = 27,15834454 x - \frac{10,743 \times x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(0,8) = 18,28891563 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \frac{dM}{dx} = -10,743x + 27,15834454 = 0 \Rightarrow x = 2,528 \text{ m}$$

$$M^{max} = M(2,528) = 34,3282 \text{ KN.m}$$

❖ **Tronçon 2 :  $0,8 \leq x \leq 3,2$** 

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A - q_p x - q_v x + T(x) = 0$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow T(x) &= -R_A + q_p \times 0,8 + q_v \times (x - 0,8) \\ &= -27,15834454 + (10,743 \times 0,8) \\ &\quad + (14,92044 \times (x - 0,8)) \end{aligned}$$

$$\begin{cases} T(0,8) = -18,56394454 \text{ KN} \\ T(3,2) = 17,24511146 \text{ KN} \end{cases}$$

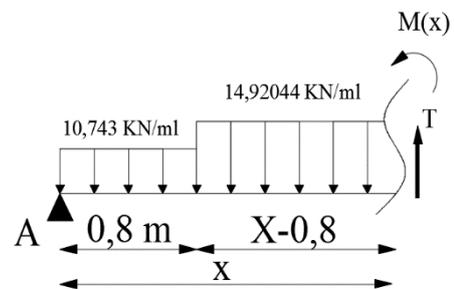
$$\sum M(x) = 0 \Rightarrow M(x) = 27,15834454 x - q_p \times 0,8 \left( \frac{0,8}{2} + (x - 0,8) \right) - q_v \left( \frac{(x - 0,8)^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} M(0,8) = 18,28891563 \text{ KN.m} \\ M(3,2) = 19,87151533 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{d(-7,46022x^2 + 30,50029654x - 1,3367808)}{dx}$$

$$\Rightarrow \frac{dM}{dx} = -14,92044x + 30,50029654 = 0 \Rightarrow x = 2,044195516 \text{ m}$$

$$M^{max} = M(2,044) = 29,8375039 \text{ KN.m}$$



❖ **Tronçon 3 :  $0 \leq x \leq 0,9$**

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_B - q_p x - T(x) = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = R_B - q_p x = 26,91381146 - 10,743 x$$

$$\begin{cases} T(0) = 26,91381146 \text{ KN} \\ T(0,9) = 17,2451 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M(x) = 0 \Rightarrow M(x) = 26,91381146 x - \frac{10,743 \times x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(0,9) = 19,87151531 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \frac{dM}{dx} = -10,743x + 26,91381146 = 0 \Rightarrow x = 2,497963 \text{ m}$$

$$M^{max} = M(2,497963) = 33,71248803 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M^{max}(2,044) = 29,8375039 \text{ KN.m}$  ;  $V^{max} = R_B = 26,91381146 \text{ KN}$ .

➤ **Calcul des moments réels :**

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0,85 \times 29,8375039 = 25,36187832 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0,3 \times 29,8375039 = -8,95125117 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**III.7.3.3 Ferrailage :**

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section (b×h) = (100×15) cm<sup>2</sup>. les résultats sont résumés dans le tableau suivant : soit FPN ; e = 15cm ; c = 2cm. d = 13cm.

**Tableau III.27.** Résultats des ferrailages de la volée 3 du RDC.

Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
En travée	25,362	0,1057	0,1399	0,1227	5,9396	1,57	6HA12=6,79	15
En appui	8,9513	0,0373	0,04753	0,1275	2,017	1,57	5HA10=3,93	20

➤ **Vérifications**

❖ **Calcul à ELU**

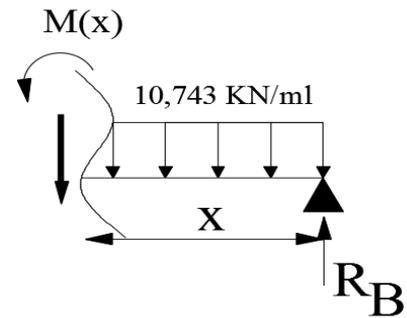
✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V^{max} = 27,15834454 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{26,91381146 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,21 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$= 1,167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

→ Pas besoin des armateurs transversales



➤ **Calcul des armatures de répartition** : on a une charge répartie donc :

**En travée** :  $A_{r_t} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; on choisit : 4HA8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml.

**En appuis** :  $A_{r_a} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; on choisit : 3HA8/ml = 1,51 cm<sup>2</sup>/ml.

✓ **Vérification des espacements** : on a FPN donc :

**Sens principale** :

**En travée** :  $S_t = 15\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  ..... vérifiée.

**En appuis** :  $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ .....vérifiée.

**Sens secondaire** :

**Armature de répartition** :  $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ .....vérifiée.

**Calcul a l'ELS** :

❖ **Tronçon 1 :  $0 \leq x \leq 0,8$**

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A - q_p x + T(x) = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = -R_A + q_p x = 19,5478478 - 7,68 x$$

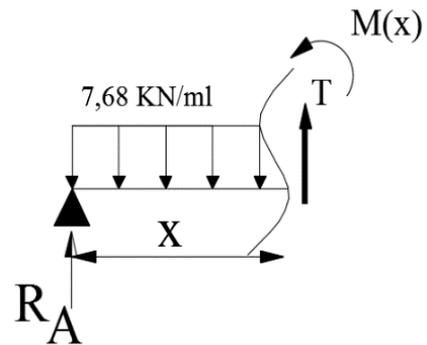
$$\begin{cases} T(0) = -19,5478478 \text{ KN} \\ T(0,8) = -13,4038478 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M(x) = 0 \Rightarrow M(x) = 19,5478478 x - \frac{7,68 \times x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(0,8) = 13,18067824 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \frac{dM}{dx} = -7,68x + 19,5478478 = 0 \Rightarrow x = 2,5453 \text{ m}$$

$$M^{max} = M(2,5453) = 24,877497 \text{ KN.m}$$



❖ **Tronçon 2 :  $0,8 \leq x \leq 3,2$**

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A - q_p x - q_v x + T(x) = 0$$

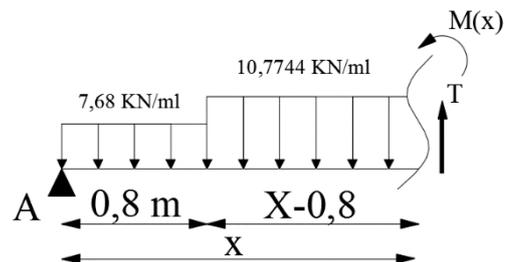
$$\Rightarrow T(x) = -R_A + q_p \times 0,8 + q_v \times (x - 0,8)$$

$$= -19,5478478 + (7,68 \times 0,8) + (10,7744 \times (x - 0,8))$$

$$\begin{cases} T(0,8) = -13,4038478 \text{ KN} \\ T(3,2) = 12,4547122 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M(x) = 0 \Rightarrow M(x) = R_A x - q_p \times 0,8 \left( \frac{0,8}{2} + (x - 0,8) \right) - q_v \left( \frac{(x - 0,8)^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} M(0,8) = 13,18067824 \text{ KN.m} \\ M(3,2) = 14,31964096 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{d(-5,3872x^2 + 22,0233678x - 0,990208)}{dx}$$

$$\Rightarrow \frac{dM}{dx} = -10,7744x + 22,0233678 = 0 \Rightarrow x = 2,044045868 \text{ m}$$

$$M^{\max}(2,044) = 21,51817898 \text{ KN.m}$$

❖ **Tronçon 3 : 0 ≤ x ≤ 0,9**

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_B - q_p x - T(x) = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = R_B - q_p x = 19,3667122 - 7,68 x$$

$$\begin{cases} T(0) = 19,3667122 \text{ KN} \\ T(0,9) = 12,4547122 \text{ KN} \end{cases}$$

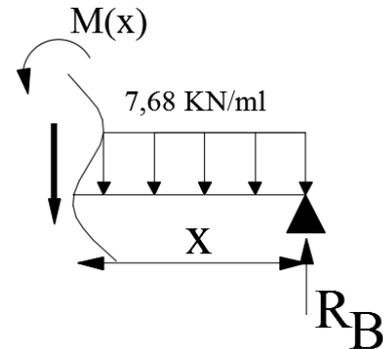
$$\sum M(x) = 0 \Rightarrow M(x) = 19,3667122 x - \frac{7,68 \times x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(0,9) = 14,319641 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \frac{dM}{dx} = -7,68x + 19,3667122 = 0 \Rightarrow x = 2,5217 \text{ m}$$

$$M^{\max} = M(2,5217) = 24,4185899 \text{ KN.m}$$

On prend : **M<sup>max</sup>(2,044) = 21,51817898 KN.m ; V<sup>max</sup> = R<sub>B</sub> = 19,3667122 KN.**



➤ **Calcul des moments réels :**

$$\begin{cases} M_t^{\max} = 0,85 \times 21,51817898 = 18,29045213 \text{ KN.m} \\ M_a^{\max} = 0,3 \times 21,51817898 = 6,455453693 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Vérification des contraintes dans le béton :**

❖ **En travée :**

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2 ; M_t^{\text{ser}} = 18,29045213 \text{ KN.m}$$

$$\frac{1}{2}y^2 + (15 \times 6,79 \times 10^{-4} \times y) - (15 \times 6,79 \times 10^{-4} \times 0,13)$$

$$0,5y^2 + 0,010185y - 1,32405 \times 10^{-3}$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,052457928 ; y = 0,042272928 \text{ m}$$

$$I = \frac{1}{3}y^3 + (15 \times 6,79 \times 10^{-4} \times (0,13 - y)^2) = 1,03565 \times 10^{-4}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} = \frac{18,29045213 \times 10^{-3} \times 0,042272928}{1,03565 \times 10^{-4}} = 7,4658 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **En appuis :**

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 ; M_t^{\text{ser}} = 6,455453693 \text{ KN.m}$$

$$\frac{1}{2}y^2 + (15 \times 3,93 \times 10^{-4} \times y) - (15 \times 3,93 \times 10^{-4} \times 0,13)$$

$$0,5y^2 + 5,895 \times 10^{-3}y - 7,6635 \times 10^{-4}$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,03959 ; y = 0,033696 \text{ m}$$

$$I = \frac{1}{3}y^3 + (15 \times 3,93 \times 10^{-4} \times (0,13 - y)^2) = 6,742598 \times 10^{-5}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6,455453693 \times 10^{-3} \times 0,033696}{6,742598 \times 10^{-5}} = 3,226 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ **Vérification de la flèche :** La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{0,15}{4,1} = 0,03658 \leq \frac{18,29045213}{10 \times 21,51817898} = 0,0849 \dots \dots \text{pas vérifiée} \\ \frac{6,79 \times 10^{-4}}{1 \times 0,13} = 5,2231 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La première condition n'est pas satisfaite, donc on doit vérifier la flèche.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.28.** Vérification de la flèche :

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)
4.22	10356,5	190581	0.27	0,84	1,3087	1,623	1,82	8,2

$$f = 1,82 \text{ mm} < \bar{f} = 8,2 \text{ mm}$$

**III.7.3.4 Dalles pleines sur trois appuis :**

**Tableau III.29.** Données sur la dalle pleine sur 3 appuis (palier) :

Types	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	ρ	E L U		E L S	
				μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>
D1''	1,2	2,3	0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853

## III.7.3.4.1 Méthode de calcul :

On utilise la théorie des lignes de rupture (BAEL91) on détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{P \times l_y^2}{8} \times \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

## III.7.3.4.2 Calcul des sollicitations :

$$\text{On a } l_x = 1,2 \text{ m} > \frac{l_y}{2} = \frac{2,3}{2} = 1,15 \text{ m}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 5,18 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \text{à l'ELU: } 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,18 + 1,5 \times 2,5) = 10,743 \text{ KN/m}^2 \\ \text{à l'ELS: } G + Q = 5,18 + 2,5 = 7,68 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{10,743 \times 2,3^3}{24} = 5,446 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{10,743 \times 2,3^2}{8} \times (1,2 - 1,15) + \frac{10,743 \times 2,3^3}{48} = 3,0783 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## ➤ Calcul des moments réels :

## ❖ En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 5,446 = 4,6291 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 3,0783 = 2,6166 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## ❖ En Appuis:

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_0^x = -0,3 \times 5,446 = -1,6338 \text{ KN.m}$$

## ➤ Calcul de la section d'armatures :

- Le ferrailage de la dalle pleine du balcon se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml (b=1ml).
- F.P.N  $c \geq 2 \text{ cm}$  soit  $c = 2 \text{ cm}$  ce qui donne  $d = e - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$

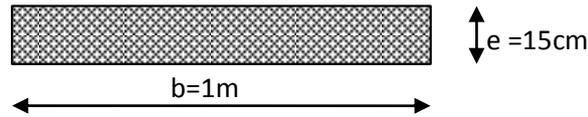


Figure III.18: Section de la dalle pleine à ferrailer.

❖ Travée selon x :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,6291 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,0193$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \quad \text{pour } f_e = 400 \text{ Mpa} \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon_l = 1,7391 \times 10^{-3} \\ \alpha_l = 0,668 \\ \mu_l = 0,3916 \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0193}) = 0,0244$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,13 \times (1 - 0,4 \times 0,0244) = 0,1287 \text{ m}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{4,6291 \times 10^{-3}}{0,1287 \times 348} = 1,033 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

❖ Travée selon y :

$$\mu_{bu} = \frac{2,6166 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,0109$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0109}) = 0,0137$$

$$z = 0,13 \times (1 - 0,4 \times 0,0137) = 0,1293 \text{ m}$$

$$A_{cal} = \frac{2,6166 \times 10^{-3}}{0,1293 \times 348} = 0,5815 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

## ❖ Appuis selon x et y :

$$\mu_{bu} = \frac{1,6338 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,0068$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00681}) = 0,00854$$

$$z = 0,13 \times (1 - 0,4 \times 0,00854) = 0,1295 \text{ m}$$

$$A_{cal} = \frac{1,6338 \times 10^{-3}}{0,1295 \times 348} = 0,36 \text{ cm}^2$$

## ❖ Condition de non fragilité :

Pour  $e \geq 12 \text{ cm}$  et  $\rho > 0,4$  ( $\rho = 0,52$ ) donc :

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e = 0,0008 \times \frac{3 - 0,52}{2} \times 1 \times 0,15 = 1,488 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 1 \times 0,15 = 1,2 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \end{cases}$$

## ❖ En travée :

On opte pour : selon x on ferraille avec  $A_x^{\min}$  soit 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml

Selon y on ferraille avec  $A_y^{\min}$  soit 3HA8 = 1,51 cm<sup>2</sup>/ml

❖ En Appuis : A=3HA8 = 1,51 cm<sup>2</sup>/ml

## ❖ Calcul de l'espacement : FN

$$S_t \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 24 \text{ cm}$$

Donc on opte pour  $S_t = 20 \text{ cm}$

## ➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$q_u = 10,743 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$v_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{10,743 \times 1,2}{2} \times \frac{2,3^4}{1,2^4 + 2,3^4} = 6 \text{ KN}$$

$$v_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{10,743 \times 2,3}{2} \times \frac{1,2^4}{1,2^4 + 2,3^4} = 0,8523 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{6 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,0461 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,167 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,0461 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Condition vérifier  $\Rightarrow$  Les armatures transversales sont pas nécessaire

**Tableau III.30.** Vérifications des efforts tranchants :

	$V_{ux}$ (KN)	$V_{uy}$ (KN)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.
<b>D1''</b>	6	0,8523	0,0461 < 1,167	Vérifiée

**Tableau III.31.** Calcul du ferrailage à l'ELU :

Types	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>D1''</b>	X-X	4,6291	0,0193	0,0244	0,1287	1,033	1,488	4HA8= 2,01
	Y-Y	2,6166	0,0109	0,0137	0,1293	0,5815	1,2	3HA8= 1,51
	Appui	1,6338	0,00681	0,00854	0,1295	0,36	1,2	3HA8 = 1,51

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$q_{ser} = 7,68 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{q_{ser} \times l_y^3}{24} = \frac{7,68 \times 2,3^3}{24} = 3,89344 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{q_{ser} \times l_y^2}{8} \times \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q_{ser} \times l_y^3}{48} = \frac{7,68 \times 2,3^2}{8} \times (1,2 - 1,15) + \frac{7,68 \times 2,3^3}{48} = 2,20064 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments réels**

❖ **En travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 3,89344 = 3,3094 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 2,20064 = 1,8705 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **En Appuis:**

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_0^x = 0,3 \times 3,89344 = 1,168032 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

**Exemple de calcul :**

❖ **En travée sens x-x :**

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

$$0,5y^2 + (15 \times 2,01 \times 10^{-4} \times y) - (15 \times 2,01 \times 10^{-4} \times 0,13) = 0$$

$$0,5y^2 + 3,015 \times 10^{-3} - 3,9195 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 0 \Rightarrow \Delta = 7,92990225 \times 10^{-4}$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{(-3,015 \times 10^{-3}) + \sqrt{7,92990225 \times 10^{-4}}}{2 \times 0,5} = 0,025145 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{1}{3}y^3 + (15 \times 2,01 \times 10^{-4} \times (0,13 - 0,025145)^2)$$

$$I = 3,844811661 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3,3094 \times 10^{-3}}{3,844811661 \times 10^{-5}} \times 0,025145 = 2,164 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,164 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{verifiée}$$

❖ **En travée selon y-y**

$$0,5y^2 + (15 \times 1,51 \times 10^{-4} \times y) - (15 \times 1,51 \times 10^{-4} \times 0,13) = 0$$

$$0,5y^2 + 2,265 \times 10^{-3} - 2,9445 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 0 \Rightarrow \Delta = 5,94030225 \times 10^{-4}$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{(-2,265 \times 10^{-3}) + \sqrt{5,94030225 \times 10^{-4}}}{2 \times 0,5} = 0,0221 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{1}{3}0,0221^3 + (15 \times 1,51 \times 10^{-4} \times (0,13 - 0,0221)^2)$$

$$I = 2,996801232 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{1,8705 \times 10^{-3}}{2,996801232 \times 10^{-5}} \times 0,0221 = 1,3794 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,3794 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{verifiée}$$

❖ Appuis sens x-x et y-y :

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

$$0,5y^2 + (15 \times 1,51 \times 10^{-4} \times y) - (15 \times 1,51 \times 10^{-4} \times 0,13) = 0$$

$$0,5y^2 + 2,265 \times 10^{-3} - 2,9445 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 0 \Rightarrow \Delta = 5,94030225 \times 10^{-4}$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{(-2,265 \times 10^{-3}) + \sqrt{5,94030225 \times 10^{-4}}}{2 \times 0,5} = 0,0221 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{1}{3}y^3 + (15 \times 10^{-4} \times (0,13 - y)^2)$$

$$I = 2,996801232 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{1,168032 \times 10^{-3}}{2,996801232 \times 10^{-5}} \times 0,0221 = 0,8614 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,8614 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{verifiée}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.32.** Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types de	$M^s$	Y	I	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs.
La Dalle	KN.m	(cm)	( $cm^4$ )	(MPA)	

<b>D1''</b>	x-x	3,3094	2,5145	3844,811661	2,164 < 15	Vérifiée
	y-y	1,8705	2,21	2996,801232	1,3794 < 15	Vérifiée
	appui	1,16803	2,21	2996,8	0,8614 < 15	Vérifiée

➤ **Evaluation de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right.$$

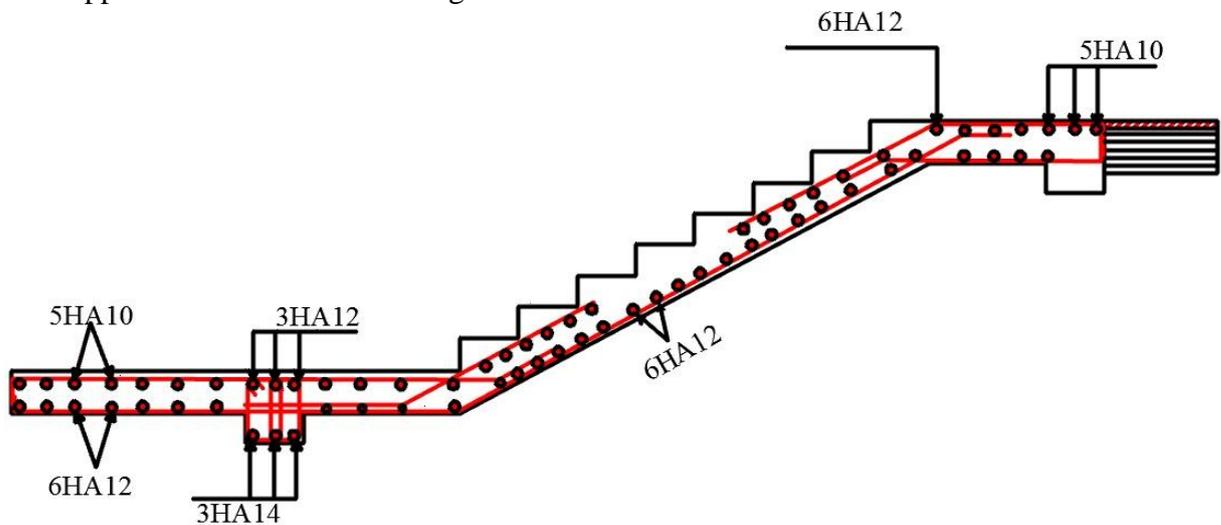
**Donc :**

15 cm > 5,099 cm ..... vérifiée

2,01 cm<sup>2</sup> < 6,5 cm<sup>2</sup> ..... vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Remarque :** Vu que le ferrailage de l'escalier est le plus défavorable, on a opté pour la dalle sur trois appuis avec le même ferrailage de cet escalier



**Figure III.19.**Schéma de ferrailage d'escalier

**III.8 Etude de la poutre palière :**

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, avec une longueur de 2,7m.

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

**III.8.1 Dimensionnement :**

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 16 \text{ cm} \leq h \leq 24 \text{ cm}$$

➤ **Exigences du RPA99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

**III.8.2 Définition des charges :**

La poutre palière est soumise à :

- **Son poids propre :**  $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$
- **Charge transmise de la paillasse :**  $\begin{cases} ELU: R_{Au} = 27,15834454 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{As} = 19,5478478 \text{ KN/m} \end{cases}$
- **Moment de torsion**  $M_{tor} = M_a(\text{max}) \times l/2$  : provoqué par la flexion de la paillasse.

**III.8.3 Calcul à la flexion simple****III.8.3.1 Calcul des sollicitations :**

$$q = \begin{cases} ELU: q_u = 1,35 g_0 + R_{Au} = 30,19584454 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = g_0 + R_{As} = 21,7978478 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \text{Moments : } M_{0u} &= \frac{q_u l^2}{8} = 27,51596334 \text{ KN.m} \\ \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85 M_0 = 23,38856884 \text{ KN.m} \\ M_a = -0,3 M_0 = -8,254789002 \text{ KN.M} \end{cases} \end{aligned}$$

$$\text{Effort tranchant: } V_u = q_u \frac{l}{2} = 40,76439213 \text{ KN}$$

**III.8.3.2 Ferrailage à l'ELU :**

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.33.** Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ ( $cm^2$ )	$A^{min}$ ( $cm^2$ )	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	23,38856884	A	0,07	0,0908	0,2698	2,49	1,01	Vérifiée
Appui	-8,254789002		0,0247	0,0313	0,2765	0,8579	1,01	

$$\text{Avec : } A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,28 \frac{2,1}{400} = 1,01 \text{ cm}^2$$

**III.8.3.3 Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{40,76439013 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0,4853 \text{ MPa}$$

**Armatures transversales**

On fixe  $St = 20 \text{ cm} \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm}$  et on calcul  $A_{trans}$

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{trans} \geq 0,6 \text{ cm}^2$$

Donc on prend  $A_{trans} = 0,6 \text{ cm}^2$

**III.8.4 Calcul à la torsion****➤ Moment de torsion**

$$M_{tor} = -M_A \times \frac{l}{2} = -8,95125117 \times \frac{2,7}{2} = -12,08418908 \text{ KN.m}$$

Avec :  $M_A$  : Moment en appui (A) obtenu lors du calcul

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ( $b \times h$ ) est remplacée par une section creuse équivalente  $\Omega$  d'épaisseur ( $e = \emptyset/6$ ) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\emptyset = \min(b, h)$  : Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ( $b \times h$ ).

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}$  : Périmètre de la section de la poutre palière.

**➤ Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{12,08418908 \times 10^{-3} \times 1,2}{2 \times 0,0625 \times 348} = 2,78 \text{ cm}^2$$

**➤ Armatures transversales**

$$\text{on fixe } St = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,56 \text{ cm}^2$$

**➤ Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{12,08418908 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 1,93347 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :  $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0,4853^2 + 1,93347^2} = 1,9934 \text{ Mpa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Ce qui donne :  $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$  .....pas de risque de rupture par cisaillement.

**III.8.5 Ferrailage globale**

❖ **En travée :**  $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,42 + \frac{2,78}{2} = 3,81 \text{ cm}^2$

Soit 3HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup>

❖ **En appui :**  $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1,01 + \frac{2,78}{2} = 2,4 \text{ cm}^2$

Soit 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>

**Armature transversales :**  $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,6 + 0,56 = 1,16 \text{ cm}^2$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm<sup>2</sup>.

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$q_s = g_0 + R_{As} = 21,7978478 \text{ KN/m}$

**Moments :**  $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 19,86328881 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 16,8838 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,3 M_{0s} = -5,95899 \text{ KN.m} \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau III.34.** Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
<b>En travée</b>	16,8838	9,2959	36293,54926	4,3245	15	Vérifiée
<b>En appui</b>	-5,95899	8,194	28199,69627	1,7315	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1)  $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 30 \text{ cm} > 22,9 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 4,62 \text{ cm}^2 < 8,82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

3)  $L = 2,7 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

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

## Schéma de ferrailage :

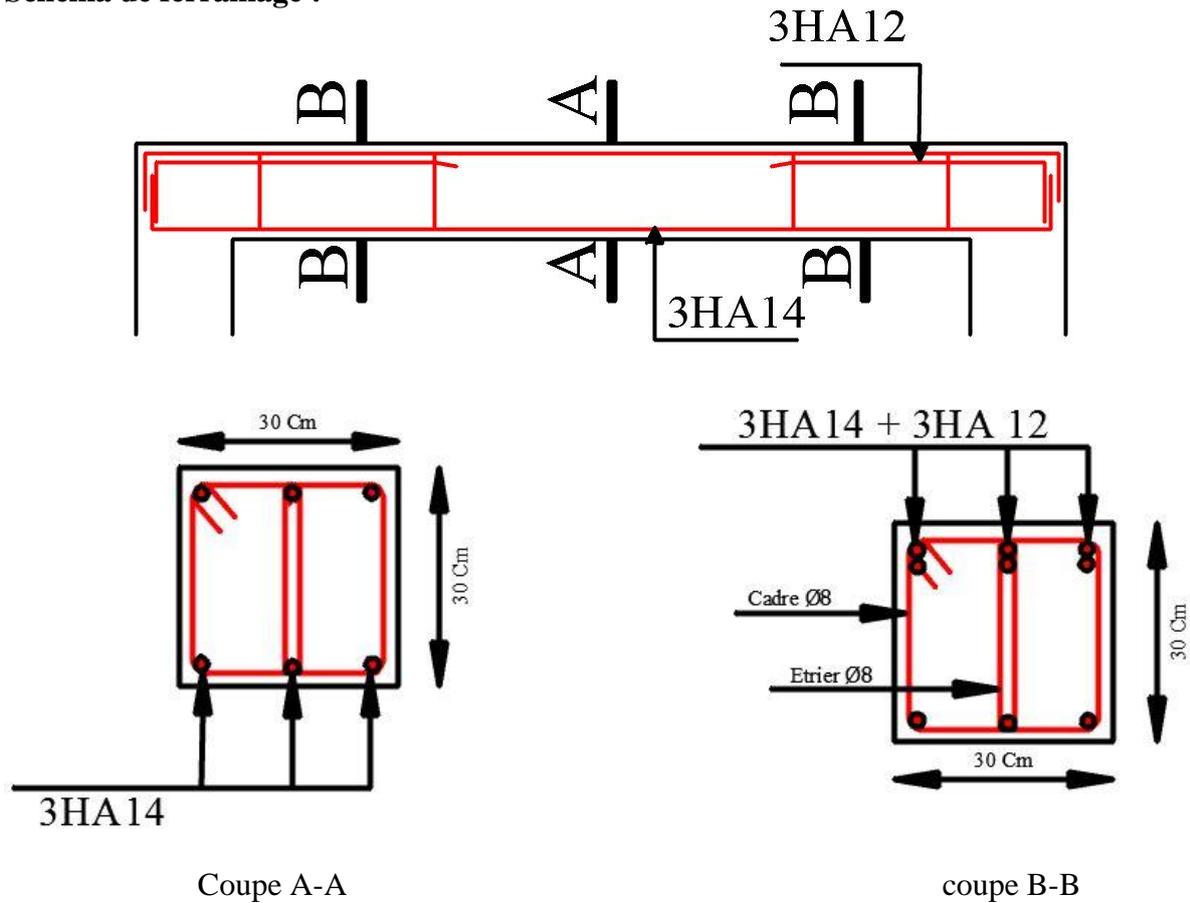


Figure III.20. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

## III.9 CONCLUSION

Le but de ce chapitre a été la détermination des sections d'acier nécessaires pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL 91/99 et le RPA99/2003.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre projet comprend un seul type de dalle pleine elle a été étudiée et ferrillée.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles. Après nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle du locale des machines.

La poutre de chaînage a été étudiée à la flexion simple ; ainsi pour la poutre palière qui a été étudiée sous des sollicitations en flexion et en torsion.

Notre structure présente un seul type d'escalier, ce dernier est à deux volées. Dans ce chapitre il a été procédé à son étude et son ferrillage.



# Chapitre IV :

## Chapitre IV :

*Etude dynamique*

## IV Chapitre IV : Etude Dynamique

### IV.1 Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines.

La qualité d'un bâtiment est jugée par son comportement à l'action sismique, d'où la nécessité d'une étude dynamique afin d'aboutir à une structure plus rigide et résistante.

Pour cet objectif, qui ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. L'étude a été faite avec le SAP2000.V.14 qui est un logiciel de calcul et d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

### IV.2 Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. 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 la dissipation d'énergie.

### IV.3 Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse par accélérogramme.

### IV.4 Méthode statique équivalente :

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m. Selon les exigences du RPA99 version 2003. La méthode utilisée dans ce cas est celle de l'analyse modale spectral.

#### IV.4.1 Principe de la méthode :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### IV.4.2 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 65 m 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).

#### IV.4.3 Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \dots \dots \text{Article 4.2.3 (RPA 99/Version 2003)}$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

Le coefficient **A** représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région et de la période de vie de la structure.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres : D'après le tableau **4.1 de RPA99/Version 2003** et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage : **groupe 2** (moyen importance)
- Zone sismique : **zone IIa**  $\Rightarrow A = 0.15$

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

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

**Avec** :  $\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivant

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

**Avec**  $\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Donner par le Tableau 4.2 de

$$\text{RPA99/Version2003} \Rightarrow \xi = ((10 + 7)/2) = 8,5\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.82$$

**T1 et T2** : période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003)

On a un site meuble S3  $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$  RPA99/2003 (Tableau 4.7)

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure T :**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{3/4} \\ T = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

**Avec :**

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 30,09 \text{ m} .$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé,  $C_T = 0,05$

$$T = 0,05 \times (30,09)^{3/4} = 0,64 \text{ s} \dots \dots \dots (I)$$

$$T_{x,y} = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$L_{x,y}$ : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x = 16,68 \text{ m}$  ; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 13,40 \text{ m}$  ; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0,09 \times 30,09}{\sqrt{16,68}} = 0,66 \text{ s} \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable :  $T_x = 0,64 \text{ s}$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0,09 \times 30,09}{\sqrt{13,40}} = 0,74 \text{ s} \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable :  $T_y = 0,64 \text{ s}$

$$T_2 = 0,5 \text{ s} \leq T_x = 0,64 \text{ s} \leq 3,0 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,5 \text{ s} \leq T_y = 0,64 \text{ s} \leq 3,0 \text{ s}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,82 \times (0,5/0,64)^{2/3} = 1,731 \\ D_y = 2,5 \times 0,82 \times (0,5/0,64)^{2/3} = 1,731 \end{cases}$$

D'après **RPA99/Version2003 Art(4.2.4.4)** la période fondamentale statique T doit être majorée de 30% soit :  $\begin{cases} T_{sx} = 1,3 \times 0,64 = 0,832 \text{ s} \\ T_{sy} = 1,3 \times 0,64 = 0,832 \text{ s} \end{cases}$

**Q : facteur de qualité**

$$Q = \sum_{i=1}^6 P_q$$

**Avec :**  $P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  "est satisfait ou non".

La valeur est donnée au tableau 4.4 de *RPA99/ Version 2003*

**Tableau IV.1.** Valeurs des pénalités  $P_q$ .

Critère Q	Valeurs de $P_q$ Selon x-x		Valeurs de $P_q$ Selon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale sur les fils de contreventement	Oui	0	Oui	0
2) Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3) Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4) Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	Oui	0

Ce qui donne :  $\begin{cases} Q_x = 1,05 \\ Q_y = 1,05 \end{cases}$

**R :** Coefficient de comportement global de la structure en fonction du système de contreventement. il est donné dans le tableau 4.3 (**RPA99/ Version 2003**). (Dans ce projet on a un contreventement mixte  $\Rightarrow R=5$ )

**W :** poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure

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

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

$$\beta = \begin{cases} 0,2 & \text{pour les étages a usage d'habitation.} \\ 0,3 & \text{pour les étages a usage commercial.} \end{cases} \dots \text{Tableau 4.5 du RPA99/ Version2003}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

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

A partir des résultats du logiciel **SAP2000V14** on a trouvé :  $W_{tot} = 22716,494 \text{ KN}$ .

Après calcul de tous les paramètres, on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} \text{Sens X : } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 1239,00 \text{ KN} \\ \text{Sens Y : } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 1239,00 \text{ KN} \end{cases}$$

## IV.5 Méthode dynamique modale spectrale

### IV.5.1 Principe de la méthode :

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

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

### IV.5.2 Les hypothèses :

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. 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.

#### ➤ Spectre de réponse de calcul :

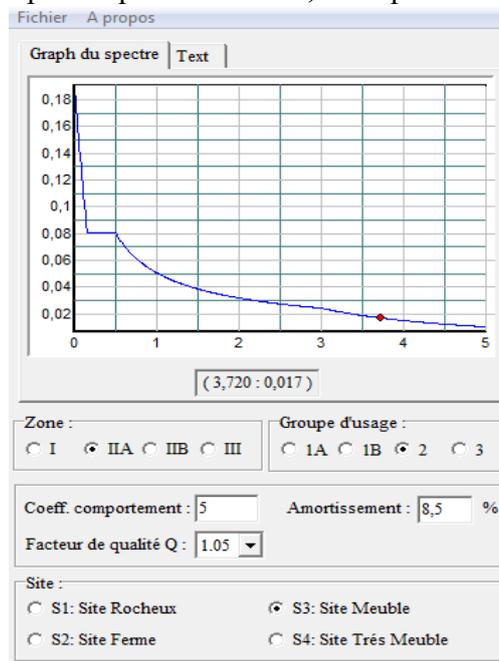
L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant **RPA99/ Version 2003(4.3.3)**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.13)$$

Avec :  $\eta$ : Facteur de correction d'amortissement.

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :**

L'excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d'évaluer sa réponse sismique.



**Figure IV.1.** Spectre de réponse

## IV.6 Méthode d'analyse par Accélérogramme :

### IV.6.1 Principe de la méthode :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

**IV.7 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :**

- ✚ D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

- ✚ D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ❖ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- ❖ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 50% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

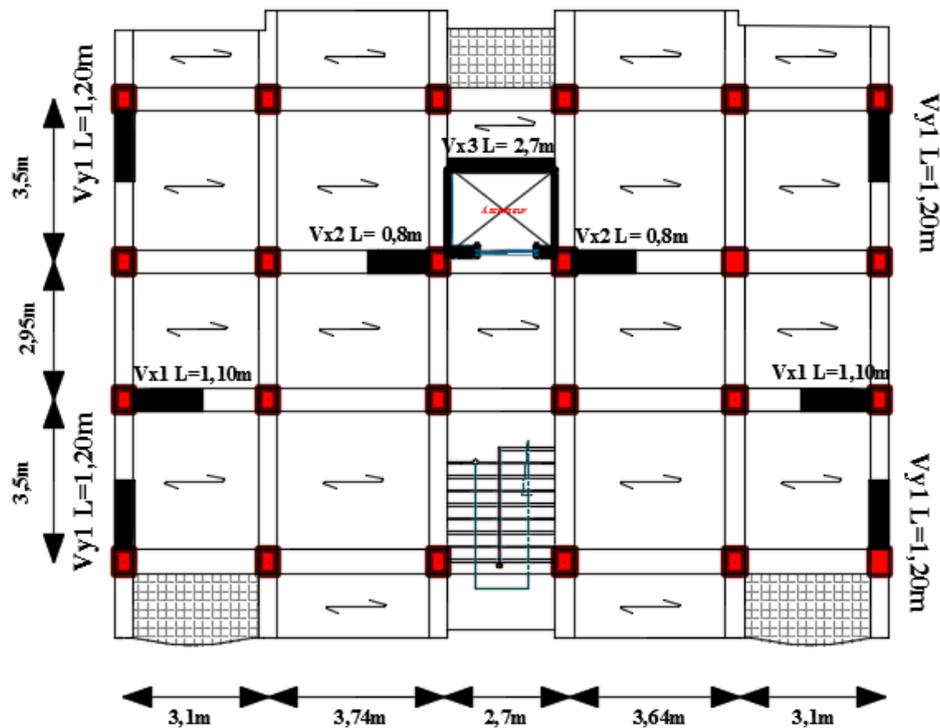
Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

### IV.8 Disposition des voiles

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel SAP2000 V14 2.2 et après plusieurs essais de disposition des voiles, et en touchant à l'architecture de de notre structure, nous avons aboutis à la disposition des voiles montrée sur la figure ci-dessous.

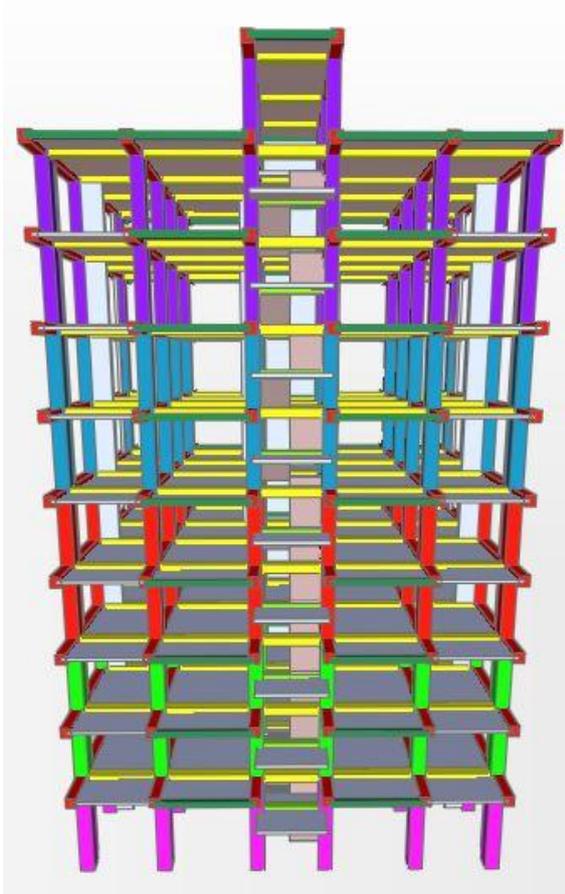
Cette disposition a permis de vérifier les exigences du RPA relatives aux vérifications des interactions (sous charges horizontale et verticale).

Favorablement aux conditions du RPA99/2003, on a opté pour la disposition suivante :

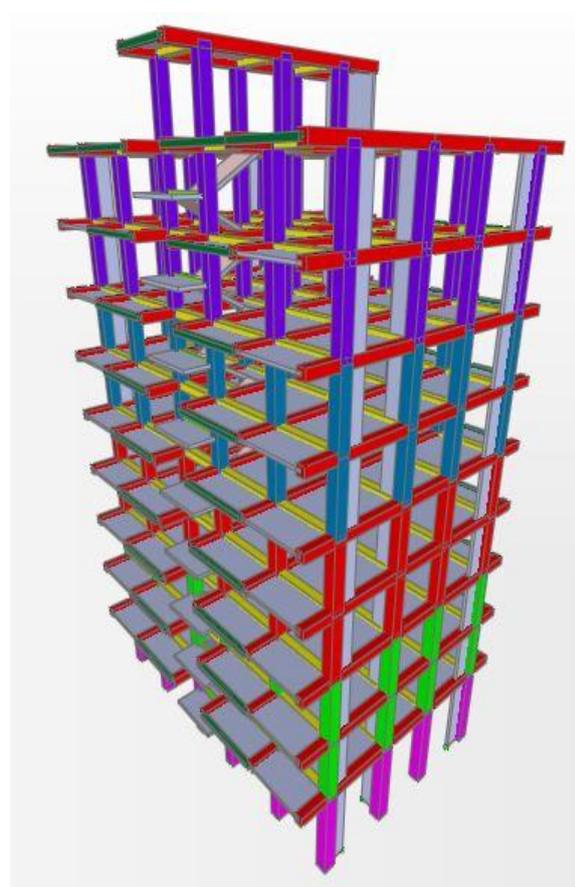


**Figure IV.2 :** Disposition des voiles de contreventement.

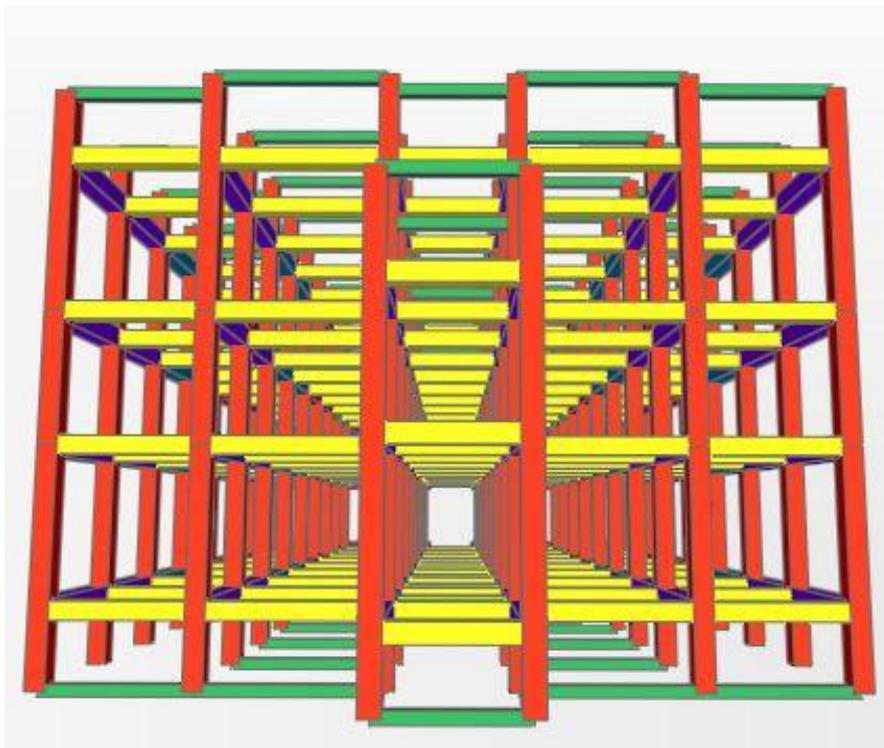
Nous présenterons dans les figures suivantes la modélisation de notre structure :



**Figure.3.** Vue de face



**Figure.4.** Vue en 3D



**Figure.5.** Vue en plan

### IV.8.1 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique du comportement de la structure donnée par SAP2000 V14

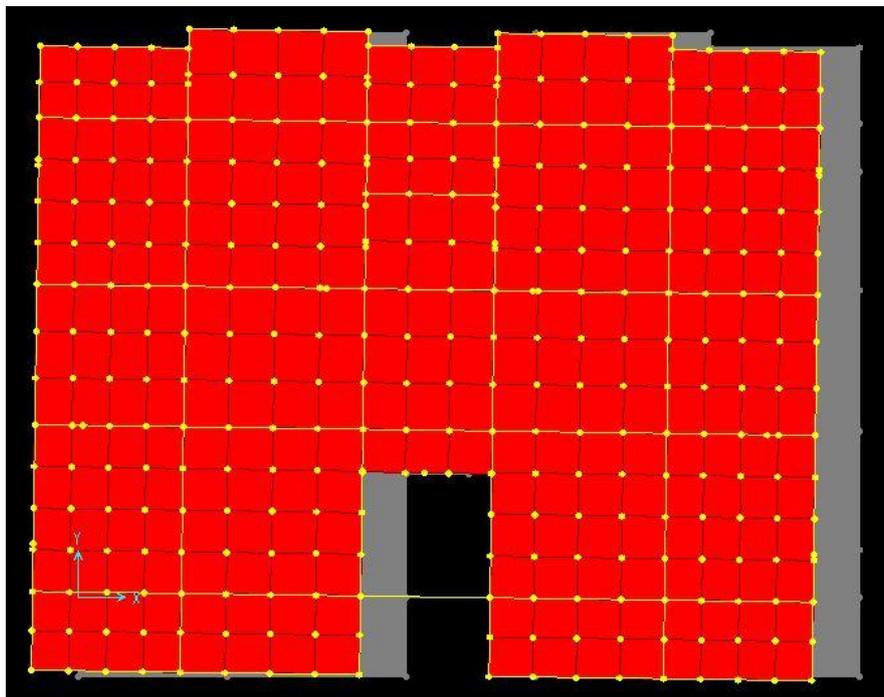


Figure IV.6. 1<sup>er</sup> mode de déformation (translation suivant x-x)

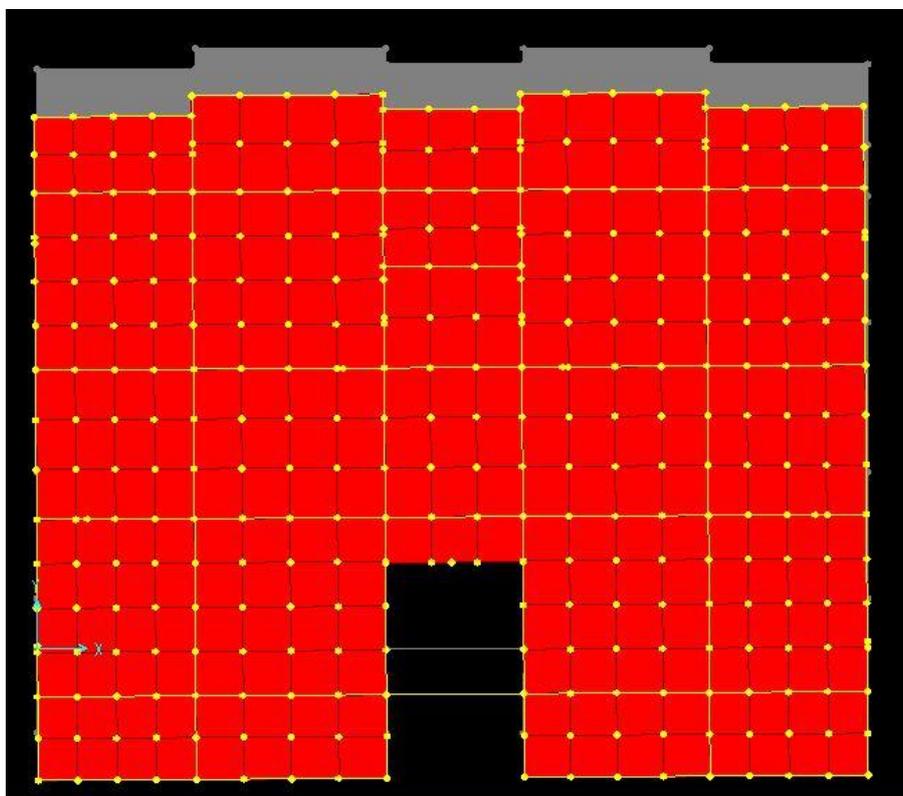
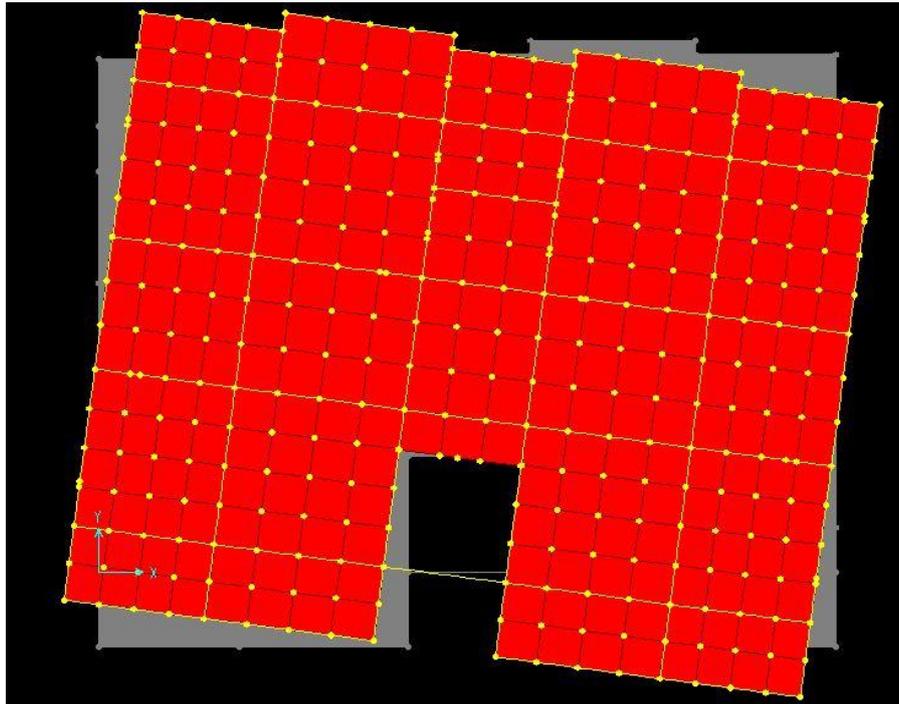


Figure IV.7. 2<sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant y-y)



**Figure IV.8.** 3<sup>ème</sup> mode de déformation (torsion au tour de z-z)

#### IV.8.2 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le coefficient de participation massique correspond au  $i^{\text{ème}}$  mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

**Tableau IV.2.** Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Période [sec]	(%) de la Masse modale individuel			(%) Cumulé de la masse modale		
		UX [%]	UY [%]	UZ [%]	UX [%]	UY [%]	UZ [%]
1	0.949868	0.74196	0.000007276	4.885E-09	0.74196	0.000007276	4.885E-09
2	0.88955	0.00002234	0.73677	3.544E-09	0.74198	0.73678	8.428E-09
3	0.868927	0.00104	0.00842	8.829E-08	0.74302	0.7452	9.672E-08
4	0.298229	0.10847	0.00305	5.735E-08	0.85148	0.74825	1.541E-07
5	0.290371	0.00328	0.13504	0.000007643	0.85476	0.88329	0.000007797

6	0.273722	0.02495	0.00016	2.331E-08	0.87972	0.88345	0.000007821
7	0.170285	0.01882	0.00006419	4.623E-07	0.89854	0.88351	0.000008283
8	0.158501	0.00004061	0.04115	0.00018	0.89858	0.92466	0.00019
9	0.137173	0.00011	0.00001015	0.000002231	0.89868	0.92467	0.00019
10	0.132724	0.03789	0.00001835	0.000001877	0.93657	0.92469	0.00019
11	0.124863	0.000003819	0.01203	0.00362	0.93658	0.93672	0.00381
12	0.113474	7.292E-07	0.00139	0.08447	0.93658	0.93811	0.08829

**Interprétation des résultats :**

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale après majoration  $\begin{cases} T_x = 0,832s \\ T_y = 0,832 s \end{cases}$
- ✓ Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> modes sont des modes de translation respectivement selon X-X et Y-Y
- ✓ Le 3<sup>eme</sup> mode est un mode de rotation selon Z-Z.
- ✓ On doit retenir les 10 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99/2003).

**IV.9 Vérification de la résultante des forces sismiques :**

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.

D'où il faut vérifier que  $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

$V_{dyn}$  : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000

**Remarque :**

Dans le cas où l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de  $(0,8V_{st}/V_{dyn})$ .

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.3.** 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	931,88	1239,00	991,2036925	Non vérifiée
Sens y-y	986,15	1239,00	991,2036925	Non vérifiée

**Analyse des résultats :**

Le résultat obtenu ne satisfait pas la condition de la résultante sismique donc on doit augmenter les paramètres du spectre.

**Tableau IV.4.** Les résultats de vérification après modification du spectre de réponse.

Résultats des forces sismiques	$V_{dy}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	$\frac{V_{dyn}}{V_{st}}$	Observation
Sens x-x	991,517	1239,00	991,2036925	0,8	<b>vérifiée</b>
Sens y-y	996,01	1239,00	991,2036925	0,8	<b>vérifiée</b>

**IV.10 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 :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0.3 \quad (\text{Article 7.1.3.3) RPA99V2003.}$$

Avec :

$N_d$ : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : Aire (section brute) de cette dernière

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton = 25MPa

**Tableau 5.** Vérification de l'effort normal réduit des poteaux carrée

Niveaux	Type du poteau	B (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	V	Observation
<b>RDC</b>	<b>55×55</b>	3025	1698,215	0,225	<b>Vérifiée</b>
<b>1 et 2</b>	<b>50×50</b>	2500	1481,191	0,237	<b>Vérifiée</b>
<b>3 et 4</b>	<b>45×45</b>	2025	1095,671	0,216	<b>Vérifiée</b>
<b>5 et 6</b>	<b>40×40</b>	1600	731,634	0,183	<b>Vérifiée</b>
<b>7, 8 et TI</b>	<b>35×35</b>	1225	382,343	0,125	<b>Vérifiée</b>

**Interprétation des résultats :**

La condition de l'effort normal réduit dans les poteaux ne dépasse pas la valeur de 0.3, elle est satisfaite, Donc les sections des poteaux choisis sont suffisantes.

**IV.10.1 Justification de l'interaction voiles-portiques****✓ Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \geq 80\% : \% \text{ des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{Voiles}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \leq 20\% : \% \text{ des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
<b>RDC</b>	21353.731	2858.105	88.20	11.80
<b>1</b>	17729.688	3273.436	84.41	15.59
<b>2</b>	15356.063	2945.473	83.91	16.09
<b>3</b>	12871.067	2728.866	82.51	17.49
<b>4</b>	10646.834	2358.689	81.86	18.14
<b>5</b>	8383.481	2038.554	80.44	19.56
<b>6</b>	6478.352	1444.987	81.76	18.24
<b>7</b>	4416.807	1044.994	80.87	19.13
<b>8</b>	2456.742	528.559	82.29	17.71

**Interprétation des résultats :**

Les résultats obtenus montrent Les portiques reprennent plus de 80% au niveau de tous les étages ce qui signifie que l'interaction voiles- portiques est vérifiée sous chargement vertical pour tous ces étages.

**✓ Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \geq 25\% : \% \text{ des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{Voiles}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \leq 75\% : \% \text{ des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7.** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
<b>RDC</b>	485.434	196.51	71.18	28.82	596.812	306.605	66.06	33.94
<b>1</b>	403.678	191.172	67.86	32.14	372.641	229.845	61.85	38.15
<b>2</b>	455.065	157.25	74.32	25.68	458.01	173.324	72.55	27.45
<b>3</b>	381.596	156.921	70.86	29.14	406.272	201.241	66.87	33.13
<b>4</b>	394.007	125.925	75.78	24.22	419.152	138.688	75.14	24.86
<b>5</b>	302.016	137.435	68.73	31.27	322.975	173.101	65.11	34.89
<b>6</b>	306.742	88.922	77.53	22.47	322.098	98.966	76.50	23.50
<b>7</b>	198.741	96.619	67.29	32.71	202.316	127.795	61.29	38.71
<b>8</b>	210.171	38.587	84.49	15.51	187.785	27.75	87.13	12.87

**Interprétation des résultats :**

Les portiques reprennent au moins 25% de l'effort tranchant d'étage dans tous les niveaux dans la direction xx et yy. L'interaction horizontale est donc vérifiée dans ces deux sens.

**IV.11 Vérification vis-à-vis des déplacements**

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

C.à.d. :  $\Delta_K < 1\% \times h_e$  Avec :  $h_e$  la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{eK}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$ .

$R$  : Coefficient de comportement dynamique ( $R=5$ ).

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

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

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Vérification des déplacements.

Niveaux	$h_k$ (cm)	Sens x-x					$\Delta_k/h_k$ (%)	
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)			
<b>RDC</b>	408,0	0,1508	0,754	0	0,754	0,184804	<b>vérifiée</b>	
<b>1</b>	289,0	0,3462	1,731	0,754	0,977	0,338062	<b>vérifiée</b>	
<b>2</b>	289,0	0,5651	2,8255	1,731	1,0945	0,37872	<b>vérifiée</b>	
<b>3</b>	289,0	0,7907	3,9535	2,8255	1,128	0,390311	<b>vérifiée</b>	
<b>4</b>	289,0	1,0105	5,0525	3,9535	1,099	0,380277	<b>vérifiée</b>	
<b>5</b>	289,0	1,2214	6,107	5,0525	1,0545	0,364879	<b>vérifiée</b>	
<b>6</b>	289,0	1,4139	7,0695	6,107	0,9625	0,333045	<b>vérifiée</b>	
<b>7</b>	289,0	1,5871	7,9355	7,0695	0,866	0,299654	<b>vérifiée</b>	
<b>8</b>	289,0	1,7361	8,6805	7,9355	0,745	0,257785	<b>vérifiée</b>	

Niveaux	$h_k$ (cm)	Sens y-y					$\Delta_k/h_k$ (%)	
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)			
<b>RDC</b>	408,0	0.1393	0,6965	0	0,6965	0,170711	<b>vérifiée</b>	
<b>1</b>	289,0	0.3078	1,539	0,6965	0,8425	0,291522	<b>vérifiée</b>	
<b>2</b>	289,0	0.4955	2,4775	1,539	0,9385	0,32474	<b>vérifiée</b>	
<b>3</b>	289,0	0.6927	3,4635	2,4775	0,986	0,341176	<b>vérifiée</b>	
<b>4</b>	289,0	0,8862	4,431	3,4635	0,9675	0,334775	<b>vérifiée</b>	
<b>5</b>	289,0	1,0745	5,3725	4,431	0,9415	0,325779	<b>vérifiée</b>	
<b>6</b>	289,0	1,2468	6,234	5,3725	0,8615	0,298097	<b>vérifiée</b>	
<b>7</b>	289,0	14005	7,0025	6,234	0,7685	0,265917	<b>vérifiée</b>	
<b>8</b>	289,0	1.5283	7,6415	7.979	0.74	0.256	<b>vérifiée</b>	

**Interprétation des résultats :**

D'après les deux tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\begin{cases} \text{Sens (xx): } \Delta_{K\max} = 0,01128\text{m} < 1\% \times h_e = 0,0289 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \text{Sens (yy): } \Delta_{K\max} = 0,00986 \text{ m} < 1\% \times h_e = 0,0289 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

**IV.12 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

Tel que :

$p_k$  : Poids de chaque étages et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » avec :

$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ». avec

$$V_K = \sum_{i=k}^n F_i$$

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- ✓ Si  $0.1 < \theta_K \leq 0.2$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_K)$ .
  - ✓ Si  $\theta_K > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.
- Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.9. Vérification à L'effet P-Δ.

Niveaux	h <sub>k</sub> (m)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>
RDC	4,08	21673,05	0,754	681,94	0.0587	0,6965	903,417	0.0409
1	2,89	18763,04	0,977	594,85	0.106	0,8425	602,486	0.0907
2	2,89	16329,61	1,0945	612,32	0.1009	0,9385	631,334	0.0839
3	2,89	13894,8	1,128	538,52	0.1007	0,986	607,513	0.0780
4	2,89	11563,98	1,099	519,93	0.0845	0,9675	557,84	0.0693
5	2,89	9242,783	1,0545	439,45	0.0767	0,9415	496,076	0.0606
6	2,89	7005,079	0,9625	395,66	0.0589	0,8615	421,064	0.0495
7	2,89	4803,662	0,866	295,36	0.0487	0,7685	330,111	0.0386
8	2,89	2598,466	0,745	248,76	0.0269	0.74	215,535	0.0266

➤ **Interprétation des résultats :**

On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  sont entre  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte en amplifiant les effets de l'action sismique calculé par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .

Dans le sens x-x on a amplifié avec 1,12.

**IV.13 Conclusion :**

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP 2000 V 14.2.2, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche du comportement réel de la structure et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous a permis de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.10.** Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<b>Poteaux (cm<sup>2</sup>)</b>	55*55	50*50		45*45		40*40		35*35		
<b>Voiles (cm)</b>	20cm pour RDC et étages (1→5) et 15cm pour les étages (6→8)									
<b>P.P (cm<sup>2</sup>)</b>	30*35									
<b>P.S (cm<sup>2</sup>)</b>	30*30									

# Chapitre V :

## Chapitre V :

*Etude des éléments structuraux*

## V Chapitre V : Etude des éléments structuraux

### V.1 Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

L'étude de ces éléments porteurs qui sont les plus sollicités dans la structure, doit être conforme aux règlements de calcul et de conception "RPA 99.version 2003 ; CBA. 93".

Ce qui nous intéresse dans l'étude de l'ossature c'est la distribution des charges horizontales et verticales, aux portiques et voiles, cette étude sera effectuée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel "SAP2000» ;(Structure Analysis Programme).

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

### V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferraillage des poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

Le ferraillage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

#### V.2.1 Recommandations

##### ➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton.
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).

- $\Phi_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\Phi$  en zone II<sub>a</sub>
- La distance ou l'espacement ( $S_t$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

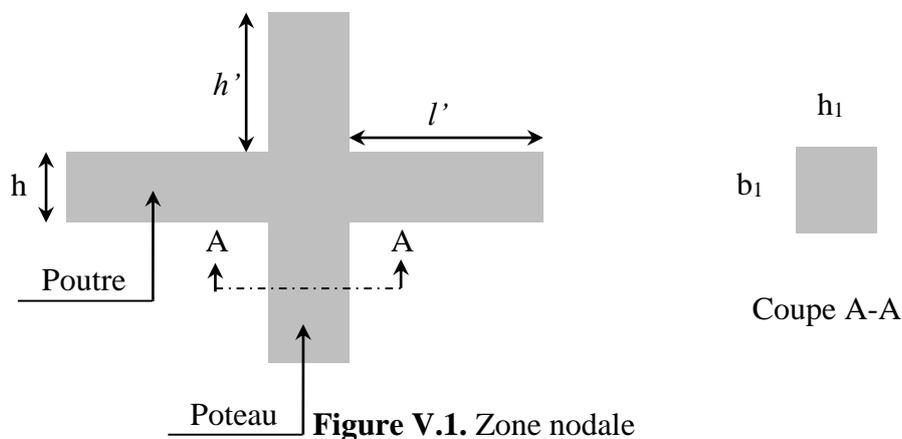
Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right) \end{cases}$$

$b_1$  et  $h_1$  : La section du poteau considéré

$h_e$  : Hauteur d'étage



Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.1.** Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et sous-sol	55 × 55	24,2	121	181,5
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	50 × 50	20	100	150
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	45 × 45	16,2	81	121,5
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	40 × 40	12,8	64	96
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage et TI	35 × 35	9,8	49	73,5

### ➤ Armatures transversales

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- $V^{\max}$  : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- $h_1$  : hauteur total de la section brute.
- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- $t$  : est l'espacement des armatures transversales.
- $\rho_a$  : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho_a = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

avec :  $\lambda_g$ : l'élancement géométrique du poteau.

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de  $A_t$ , il suffit de fixer l'espacement ( $t$ ) tout en respectant les conditions suivantes :

**En zone nodale :**  $t \leq \min(10 \phi_t^{\min}, 15 \text{ cm})$ .....zone IIa.

**En zone courante :**  $t \leq 15 \phi_t^{\min}$  .....zone IIa.

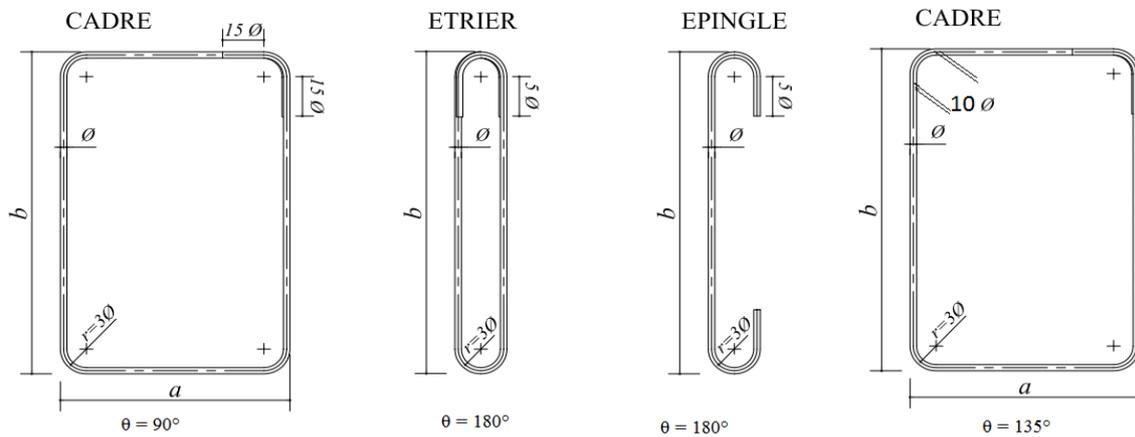
Ou  $\phi_t^{\min}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \phi_t$  minimum.

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :



**Figure V.2.** Ancrage des armatures transversales

### V.2.2 Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel SAP2000 V14.2.2, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau V.2.** Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
<b>RDC et Sous-Sol</b>	1698,215	9,3203	192,459	37,6107	84,9207	704,227	59,424
<b>Etages 1 et 2</b>	1481,191	30,6649	171,535	51,1741	62,631	372,3	41,704
<b>Etages 3 et 4</b>	1095,671	24,5491	152,073	2,6797	61,8175	303,652	41,662
<b>Etages 5 et 6</b>	731,634	23,579	93,14	3,9867	58,1896	356,831	38,672
<b>Etages 7 et 8 et TI</b>	382,343	21,0637	28,758	3,9708	72,7236	131,559	45,251

### V.2.3 Calcul du ferrailage

#### ➤ Ferrailage longitudinal

##### Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable ( $e = 2,5$  cm) .
- Calcul en flexion composée .
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

#### ➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple le poteau du RDC (55×55):

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

##### 1<sup>er</sup> Cas :

Soit :  $N^{max} = 1698,215$  KN ;  $M^{corr} = 9,3203$  KN.m ..... (1,35G+1,5Q)

$b = 55$ cm ;  $h = 55$ cm ;  $d = 52,5$  cm ;

Situation Normal :  $\gamma_b = 1,5$  et  $\gamma_s = 1,15$

Situation accidentelle :  $\gamma_b = 1,15$  et  $\gamma_s = 1$

$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{9,3203}{1698,215} = 0,00548 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,55}{2} = 0,275 \text{ m}$$

⇒ le centre de pression **C** est à l'intérieur de la section

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton,

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0,337h - 0,81d') b h f_{bu}$$

$$M_{uA} = M_U + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 9,3203 + 1698,215 (0,525 - 0,275) = 433,8741 \text{ KN.m}$$

$$1698,215 \times (0,525 - 0,025) - 433,8741 = 415,2334 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 \times 0,55 - 0,81 \times 0,025) \times 0,55 \times 0,55 \times 14,2 \times 10^3 = 709,18705 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow 415,2334 \text{ KN.m} < 709,18705 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$  **S.P.C**, D'où la calcul se fait par assimilation a la flexion simple.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,478 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{situation accidentelle}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{situation Normal}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{433,8741 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,525^2 \times 14,2} = 0,2016$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 1,7391 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} = \frac{3,5}{3,5 + (1000 \times 1,739 \times 10^{-3})} = 0,668$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,3916$$

$$\mu_{bu} = 0,2016 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B et } \mu_{bu} = 0,2016 < \mu_l = 0,3916$$

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

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,2843 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,4653 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 26,79 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 26,79 \times 10^{-4} - \frac{1698,215}{348 \times 10^3} = -22,0093 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Pas de nécessité d'armatures, le béton seul suffira.

### 2<sup>eme</sup>Cas :

Soit :  $M^{\max} = 84,9207 \text{ KN}$  ;  $N^{\text{corrs}} = 704,227 \text{ KN.m}$  ..... (G+Q+ Ey)

$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{84,9207}{704,227} = 0,121 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,55}{2} = 0,275 \text{ m}$$

$\Rightarrow$  le centre de pression **C'** est à l'intérieur de la section

$$M_{UA} = M_U + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 84,9207 + 704,227 (0,525 - 0,275) = 260,98 \text{ KN.m}$$

$$704,227 \times (0,525 - 0,025) - 260,98 = 91,1335 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 \times 0,55 - 0,81 \times 0,025) \times 0,55 \times 0,55 \times 18,478 \times 10^3 = 922,842 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow 91,1335 \text{ KN.m} < 922,842 \text{ KN.m}$$

⇒ **S.P.C**, D'où la calcul se fait par assimilation a la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{260,98 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,525^2 \times 18,478} = 0,0932$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1 \times 200000} = 2 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} = \frac{3,5}{3,5 + (1000 \times 2 \cdot 10^{-3})} = 0,6363$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,379$$

$$\mu_{bu} = 0,0932 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} \text{ et } \mu_{bu} = 0,0965 < \mu_l = 0,379$$

$$\Rightarrow A' = 0 \quad ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,1225 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,499 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 13,075 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 13,075 \times 10^{-4} - \frac{704,227}{400 \times 10^3} = -4,53 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Pas de nécessité d'armatures, le béton seul suffira.

### 3<sup>eme</sup>Cas :

Soit :  $N^{\min} = 292,459 \text{ KN}$  ;  $M^{\text{corrs}} = 37,6107 \text{ KN.m}$  ..... (0,8G+ Ex)

$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{37,6107}{292,459} = 0,1286 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,55}{2} = 0,275 \text{ m}$$

⇒ le centre de pression **C** est à l'intérieur de la section

$N$  est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton,

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0,337h - 0,81d')b h f_{bu}$$

$$M_{uA} = M_U + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 37,6107 + 292,459(0,275 - 0,025) = 110,73 \text{ KN.m}$$

$$292,459 \times (0,525 - 0,025) - 110,73 = 35,5 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 \times 0,55 - 0,81 \times 0,025) \times 0,55 \times 0,55 \times 18,478 \times 10^3 = 922,842 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow 35,5 \text{ KN.m} < 922,842 \text{ KN.m}$$

⇒ **S.P.C**, D'où la calcul se fait par assimilation a la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{110,73 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,525^2 \times 18,478} = 0,0395$$

$$\varepsilon_l = 2 \times 10^{-3} \quad ; \quad \alpha_l = 0,6363 \quad ; \quad \mu_l = 0,379$$

$$\mu_{bu} = 0,0395 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A et } \mu_{bu} = 0,0395 < \mu_l = 0,379$$

$$\Rightarrow A' = 0 \quad ; \quad f_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,05 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,5145 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_3 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 5,38 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_3 - \frac{N_u}{f_{st}} = 5,38 \times 10^{-4} - \frac{292,459}{400 \times 10^3} = -1,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Pas de nécessité d'armatures, le béton seul suffira.

$$A_{cal} = \max(A_1 ; A_2 ; A_3) = 0$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.3.** Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Type de section	A'cal (cm <sup>2</sup> )	Acal (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC et S-sol	55 × 55	SPC	0	0	24,2	8HA20=25,13cm <sup>2</sup>
Etages 1 et 2	50 × 50	SPC	0	0,026	20	4HA20+4HA16=20,61 cm <sup>2</sup>
Etages 3 et 4	45 × 45	SPC	0	0	16,2	4HA20+4HA14=18,73cm <sup>2</sup>
Etages 5 et 6	40 × 40	SPC	0	1,325	12,8	4HA16+4HA14=14,2 cm <sup>2</sup>
Etages 7 et 8 et TI	35 × 35	SPC	0	5,64	9,8	4HA14+4HA12=10,68 cm <sup>2</sup>

**Armatures transversales :**

➤ **Exemple de calcul**

On prend pour exemple le poteau du RDC (55×55):

➤ **Zone courante :**

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

**Espacement t :**

$$\begin{cases} t \leq 15 \times 2 \Rightarrow t \leq 30 \text{ cm.} & \text{on opte pour } t = 15 \text{ cm ... (zone courante)} \\ t \leq \min(10 \phi_1^{min}, 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq \min(16 \text{ cm}, 15 \text{ cm}) \Rightarrow \text{on opte pour } t = 10 \text{ cm ... (zone nodale)} \end{cases}$$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 4,08}{0,55} = 5,19$$

$\lambda_g > 5 \Rightarrow$  La quantité d'armature minimale :

$$A_{tmin} = 0,3\%(t \times b_1) = \frac{0,3 \times 15 \times 55}{100} = 2,475 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 59,424 \times 0,15}{0,55 \times 400 \times 10^3} \times 10^4 = 1,1013 \text{ cm}^2$$

### Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

#### ➤ Zone nodale :

$$A_t = \frac{2,5 \times 59,424 \times 0,1}{0,55 \times 400 \times 10^3} \times 10^4 = 0,6753 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{\min}} = 0,3\%(t \times b_1) = \frac{0,3 \times 10 \times 55}{100} = 1,65 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte pour **4HA12=4,52 cm<sup>2</sup>**

Les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableaux V.4.** Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	RDC Sous-Sol	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8 et TI
Sections	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35
$\phi_l^{\max}(\text{cm})$	2	2	2	1,6	1,4
$\phi_l^{\min}(\text{cm})$	2	1,6	1,4	1,4	1,2
$l_f(\text{cm})$	2,856	2,023	2,023	2,023	2,023
$\lambda_g$	5,19	4,046	4,495	5,05	5,78
$V_u(\text{KN})$	59,424	41,704	41,662	38,672	45,251
$t_{\text{zone nodal}}(\text{cm})$	10	10	10	10	10
$t_{\text{zone courante}}(\text{cm})$	15	15	15	15	15
$L_r$	80	80	80	65	60
$\rho_a$	2,5	3,75	3,75	2,5	2,5
$A_t(\text{cm}^2)$	1,1013	1,172	1,302	0,9064	1,212
$A_t^{\min}(\text{cm}^2)$	2,475	4,03875	2,61	1,8	1,575
$A_t^{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	4,52	4,52	3,14	2,01	2,01
Nombre des cardes	4HA12	4HA12	4HA10	4HA8	4HA8

D'après le Code de Béton Armé (**CBA93. Art A7.1.3**), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

### V.2.4 Vérifications nécessaires

#### ➤ Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{\text{calc}} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Avec :  $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$ : section réduite du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50$$

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

$\lambda$  élancement du poteau prise :  $\lambda = 3,46 \times l_f/b$ .....poteau rectangulaire

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

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0,7l_0$ ).

$i$ : Rayon de giration.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5.** Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	(Br $\geq$ Br <sup>calc</sup> )		Observation
					Br(cm <sup>2</sup> )	Br <sup>calc</sup> (cm <sup>2</sup> )	
<b>RDC et S-Sol</b>	1698,215	0,15877	17,9668	0,8074	2809	956,191	Vérifiée
<b>Etage 1 et 2</b>	1481,191	0,14437	13,999	0,8236	2304	817,59	Vérifiée
<b>Etage 3 et 4</b>	1095,671	0,1299	15,5546	0,8177	1849	609,154	Vérifiée
<b>Etage 5 et 6</b>	731,634	0,11547	17,498	0,8095	1444	410,88	Vérifiée
<b>Etage 7 et 8 et TI</b>	382,343	0,101036	19,99	0,7979	1089	217,84	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

#### ➤ Vérification des contraintes

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$  : section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

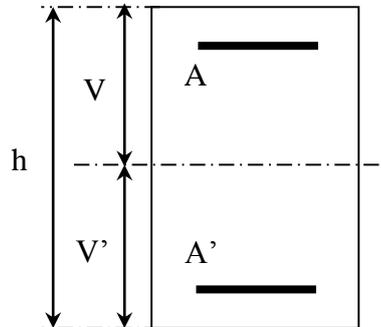


Figure V.3. Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	RDC et S.sol	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4
Sections	55 × 55	50 × 50	45 × 45
Type de section	SEC	SEC	SEC
d (cm)	52,5	47,5	42,5
A (cm <sup>2</sup> )	25,13	20,61	18,73
S (m <sup>2</sup> )	0,34	0,281	0,231
V (cm)	27,5	25	22,5
V' (cm)	27,5	25	22,5
I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	9,98*10 <sup>-3</sup>	6,773*10 <sup>-3</sup>	5,541*10 <sup>-3</sup>
N <sub>ser</sub> (KN)	1235,645	1077,566	796,467
M <sub>ser</sub> (KN.m)	29,9376	34,8876	39,153
M <sub>serG</sub> (KN.m)	29,9376	34,8876	39,153
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	4,459	5,122	3,448

$\sigma_{bc2}$ (MPa)	2,81	2,547	1,508
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Pour les étages 5, 6, 7, 8 et 9 leur exemple de calcul et résultats seront détaillés et résumés ultérieurement

**Pour les étages 5 et 6 on a :**

$$e_G = \frac{42.2749}{530.755} 10^2 = 7.96 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{40}{6} = 6.67 \text{ cm} \Rightarrow \text{S.P.C}$$

D'où on doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec } y = y_c + C \quad \text{et} \quad \mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15[A'(y - d') - A(d - y)]$$

$$N(\text{compression}) \rightarrow C = e_G - \frac{h}{2} \text{ avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0$$

$$C = 0.0796 - 0.2 = -0.1204 \text{ m} < 0 \text{ et } y_c > 0$$

$$\begin{cases} p = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (C - d') + 90 \frac{A}{b} (d - C) = 0,1147 \text{ m}^2 \\ q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (C - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - C)^2 = -0,0749 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\text{On a : } 4p^3 + 27q^2 = 0.1575 > 0 \Rightarrow \text{une seule racine avec : } p > 0 \text{ et } q < 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 0.0058$$

$$\begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) = 0.1512 \text{ m}^3 \\ z = t^{1/3} = 0.5327 \text{ m} \end{cases}$$

$$y_c = z - \frac{p}{3z} \Rightarrow y_c = 0,0.4609 \text{ m} \quad \text{d'ou } y = 0.3405 \text{ m}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7.** Vérification des contraintes

Niveaux	$N_{ser}$ (KN)	$c$ (cm)	$p$ (m <sup>2</sup> )	$q$ (m <sup>3</sup> )	$y_c$ (m)	$y$ (m)	$\mu_t$ (m <sup>3</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs.
Etages 5 et 6	530.755	-12.04	0.1147	0.0749	0.4609	0.3405	0.0224	8.06	15	<i>vérifiée</i>
Etages 7 et 8 et 9	275.788	-2.54	0.0942	-0.0336	0.3332	0.3078	0.0163	5.20	15	<i>vérifiée</i>

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$\tau_{bu}$ : (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

**Tableau V.8.** Vérification des contraintes de cisaillement

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$d$ (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC et Sous- Sol	3025	285,6	5,19	0,075	52,5	59,424	0,206	1,875	<i>Vérifiée</i>
Etages 1 et 2	2500	202,3	4,046	0,040	47,5	41,704	0,175	1,00	<i>Vérifiée</i>
Etages 3 et 4	2025	202,3	4,495	0,040	42,5	41,662	0,217	1,00	<i>Vérifiée</i>
Etages 5 et 6	1600	202,3	5,05	0,075	37,5	38 ,672	0,257	1,875	<i>Vérifiée</i>
Etages 7 et 8 et 9	1225	202,3	5,78	0,075	32,5	45,251	0,398	1,875	<i>Vérifiée</i>

Schéma de ferrailage des poteaux :

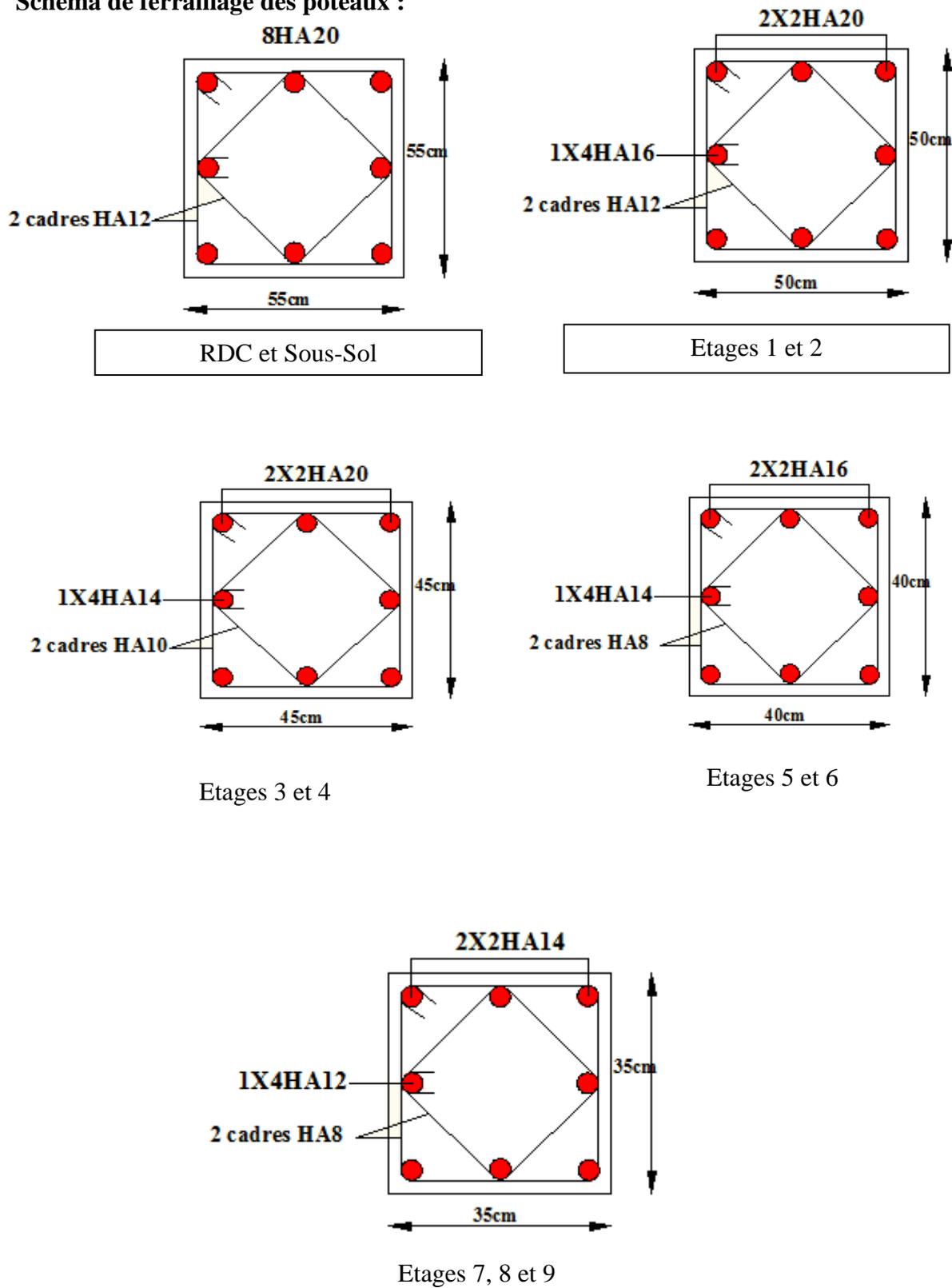


Figure V.4. Schémas de ferrailage des poteaux des différents niveaux

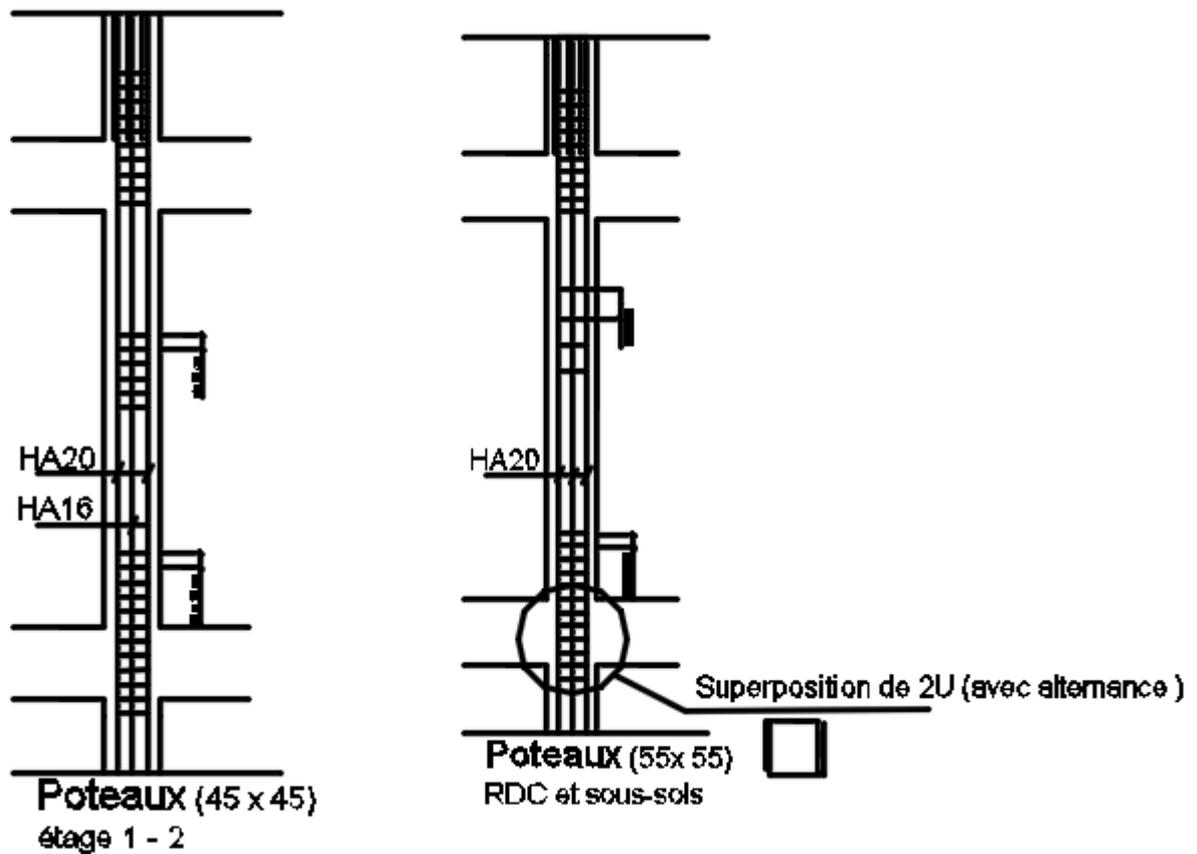


Figure V.5. Schema de ferrailage de la coupe verticale des poteaux

➤ **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques). Ils doivent être faits si c'est possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA99/2003).

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2h$$

Tableau V.9. Dimensions de la zone nodale

Niveaux		RDC S. Sol	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7, 8 et TI
Sections		55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35
L'(cm)	P.P	70	70	70	70	70
	P.S	60	60	60	60	60
h(cm)		408	289	289	289	289
h'(cm)		68	60	60	60	60

➤ **Dispositions constructives**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets :  $L = 10 \times \phi_l^{min} = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm}$ .
- Longueur de recouvrement :  $lr \geq 40 \times \phi_l^{max}$  :

Pour  $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 80 \text{ cm}$ .

Pour  $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 65 \text{ cm}$ .

Pour  $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 60 \text{ cm}$ .

### V.3 Etude des poutres

L'étude des poutres sera menée en tenant compte des efforts internes (donnés par le SAP2000), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons du RPA99 (version 2003) et du BAEL91 qui sont :

$$\text{RPA99 - 2003 (Art 7.5.1)} \left\{ \begin{array}{l} 1) 1.35G + 1.5Q \\ 2) G + Q \\ 3) G + Q \pm E_x \\ 4) G + Q \pm E_y \\ 5) 0.8 G \pm E_x \\ 6) 0.8 G \pm E_y \end{array} \right.$$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Il y a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (30×35), disposées selon l'axe Y.
- poutres secondaires (30×30), disposées selon l'axe X.

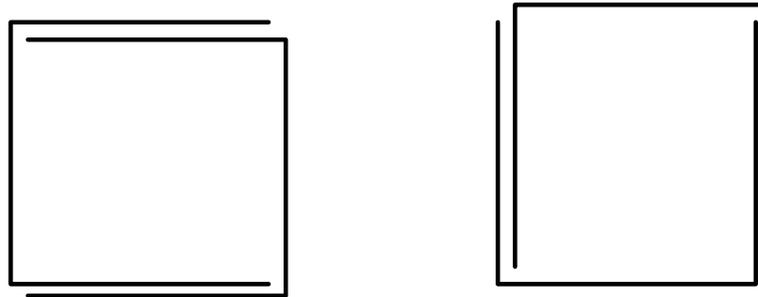
#### V.3.1 Recommandations du RPA99/vrsson2003

##### a) Armatures longitudinales : RPA99-2003(Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum 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% ( $b \times h$ ) en zone courante.
  - 6% ( $b \times h$ ) en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des coudes à 90°.
- 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 côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

• **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :**



**Figure V.6.2U** superposés (avec alternance dans l'orientation)

**b) Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b_0$$

Avec  $b_0$  : La largeur de la poutre

$S_t$  : Espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l^{min}\right) \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale}$$

Avec  $h$  : Hauteur de la poutre

$\phi_l^{min}$  : Valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

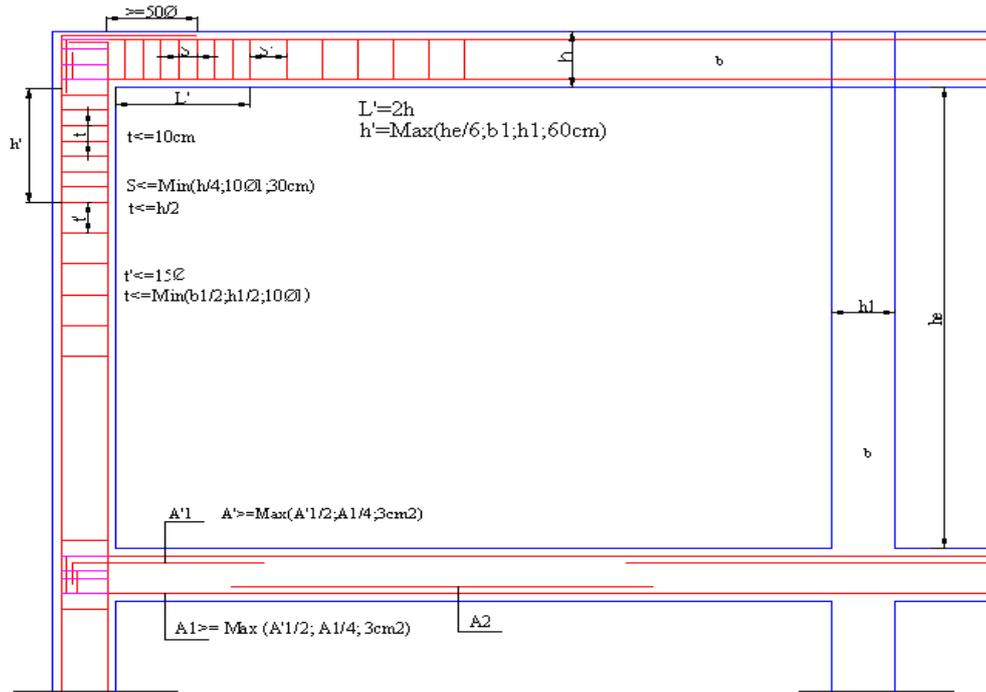


Figure. V.7. Dispositions constructives des portiques

Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003

Tableau V.10 Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003

Type de poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			zone courante	zone de recouvrement
Principale	30×35	5,25	42	63
Secondaire	30×30	4,5	36	54

V.3.2 Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont tirées directement du logiciel SAP2000 V14. qui sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.11 Les sollicitations les plus défavorables.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M <sub>travée</sub>	M <sub>appui</sub>	V	M <sub>travée</sub>	M <sub>appui</sub>	V
RDC	43,4786	-108,5502	136,321	26,9075	-36,1813	34,526
Les étages courants	49,2339	-108,245	129,717	34,30	-48,4847	42,51
Terrasse inaccessible	18,2729	-50,4358	64,584	10,5703	-13,0705	13,085

a. Armatures longitudinales

a.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

➤ Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×35) la plus sollicitée

Avec les sollicitations suivantes :  $\begin{cases} M_a = -108,5502 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (ELU) \\ M_t = 43,4786 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (ELA) \end{cases}$

• **Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{108,5502 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,325^2 \times 14,2} = 0,24 > 0,186 \quad \text{pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,24}) = 0,349$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,28$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{108,5502 \times 10^{-3}}{0,28 \times 348} \times 10^4 = 11,14 \text{ cm}^2$$

• **Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{43,4786 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,325^2 \times 18,48} = 0,074 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,3916 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,074}) = 0,096$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,31 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{43,4786 \times 10^{-3}}{0,31 \times 400} \times 10^4 = 3,51 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau .V.12** Armatures longitudinales dans les poutres.

Niveaux	Type de poutre	Section	Localisation	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
<b>RDC</b>	PP	30×35	Appuis	11,14	5,25	12,06	6HA16
			Travée	3,51		5,75	3HA14 + 1HA12
	PS	30×30	Appuis	3,45	4,5	4,62	3HA14
			Travée	2,5		4,62	3HA14
<b>Les étages courants</b>	PP	30×35	Appuis	11,11	5,25	12,06	6HA16
			Travée	3,96		5,75	3HA14+1HA12
	PS	30×30	Appuis	4,66	4,5	5,75	3HA14 + 1HA12
			Travée	3,26		4,62	3HA14
<b>T e r</b>	PP	30×35	Appuis	4,52	5,25	5,75	3HA14 + 1HA12

	PS	30×30	Travée	1,64	4,5	5,75	3HA14 +1HA12
			Appuis	1,2		4,62	3HA14
			Travée	0,975		4,62	3HA14

### b. Les armatures transversales

#### ➤ Diamètre des armatures transversales

Soit  $\phi_t$  le diamètre des armatures transversales telle que :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL(Article H.III.3)}$$

#### ✓ Poutres principales

$$\phi_t \leq \min\left(1,2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) \text{ cm} = \min(1,2; 1; 3) \text{ cm}$$

#### ✓ Poutres secondaires

$$\phi_t \leq \min\left(1,2; \frac{30}{35}; \frac{30}{10}\right) \text{ cm} = \min(1,2; 0,86; 3) \text{ cm}$$

Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)  $\phi 8$ .

#### ➤ Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

- **Zone nodale** :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{min}; 30 \text{ cm}\right)$ 
  - Poutres principales :  $S_t \leq \min(8,75 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$  soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$
  - Poutres secondaires :  $S_t \leq \min(7,5 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$  soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$
- **Zone courante** :  $S_t \leq \frac{h}{2}$ 
  - Poutres principales :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \Rightarrow$  Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$
  - Poutres Secondaires :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \Rightarrow$  Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

#### ➤ Vérifications des armatures transversales

**Pour les poutres principales :**

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

**Pour les poutres secondaires :**

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{t \text{ min}} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{t \text{ min}} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

#### ❖ Calcul des longueurs de recouvrement

Pour  $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 56 \text{ cm}$ .

Pour  $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 48 \text{ cm}$ .

➤ **Vérifications nécessaires**

❖ **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

Pour l'ensemble des poutres :

**En zone de recouvrement :**  $A_{max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales :  $A_{max} = 42 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires :  $A_{max} = 36 \text{ cm}^2$

**En zone courante :**  $A_{max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales :  $A_{max} = 63 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires :  $A_{max} = 54 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ **Verification à l'ELU**

1) **Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,27 \text{ cm}^2 \text{ poutres principales} \\ A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,0871 \text{ cm}^2 \text{ poutres secondaires} \end{cases}$$

$A_{min} < A_{cal}$  ; Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) **Vérification des contraintes tangentielles**

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$\text{tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} .$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

**Tableau V.13** Vérification de l'effort tranchant.

Niveaux	Poutres	Vu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
<b>RDC</b>	Principales	136,321	1,398	3,33	<i>Vérifiée</i>
	Secondaires	34,526	0,412	3,33	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage courant</b>	Principales	129,717	1,33	3,33	<i>Vérifiée</i>
	Secondaires	42,51	0,515	3,33	<i>Vérifiée</i>
<b>TI</b>	Principales	64,584	0,66	3,33	<i>Vérifiée</i>

	Secondaires	13,085	0,159	3,33	<i>Vérifiée</i>
--	-------------	--------	-------	------	-----------------

D'après les résultats ; on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- ❖ En appui de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$  BAEL91 (Art IV.1)
- ❖ En appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$  BAEL91 (Art IV.2)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.14** Vérification au cisaillement.

Niveaux	Poutres	$A_l$ ( $\text{cm}^2$ )	$V_u$ (MN)	$M_a$ (KN. m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ ( $\text{cm}^2$ )	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$ ( $\text{cm}^2$ )	Observation
<b>RDC</b>	Principales	12,06	136,321	-108,5502	3,92	-6,75	<i>Vérifiée</i>
	Secondaires	5,75	34,526	-36,1813	0,0863	-2,79	<i>Vérifiée</i>
<b>EC</b>	Principales	12,06	129,717	-108,245	3,73	-3,18	<i>Vérifiée</i>
	Secondaires	5,75	42,51	-48,4847	1,063	-3,83	<i>Vérifiée</i>
<b>TI</b>	Principales	5,75	64,584	-50,4358	1,61	-2,69	<i>Vérifiée</i>
	Secondaires	4,62	13,085	-13,0705	0,32	-0,993	<i>Vérifiée</i>

➤ **Vérification à l'ELS**

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{2} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.15** Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	$M_{ser}$ (KN.m)	$y$ (cm)	$I$ ( $\text{cm}^4$ )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
<b>Principales</b>	-77,8424	14,67	104866,4385	10,89	15	<i>Vérifiée</i>
	14,6931	11,094	60002,41838	2,72	15	<i>Vérifiée</i>
<b>Secondaires</b>	-23,8698	10,024	41449,92159	5,77	15	<i>Vérifiée</i>

	9,8343	9,19	34875,52112	2,59	15	<b>Vérifiée</b>
--	--------	------	-------------	------	----	-----------------

- **Vérification de la flèche** :D'après leCBA93 etBAEL91/99, la vérification de la

flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

- **Calcul du moment Isostatique**

$$q = G \left( \frac{l_g}{2} + \frac{l_d}{2} \right) + Q \left( \frac{l_g}{2} + \frac{l_d}{2} \right)$$

- ✓ **Poutres principales**

$$q = 5,28 \left( \frac{3,74}{2} + \frac{3,10}{2} \right) + 5 \left( \frac{3,74}{2} + \frac{3,10}{2} \right)$$

$$q = 35,1576 \text{KN/m}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{35,1576 \times 3,5^2}{8} = 53,835 \text{KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{350} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,091 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{5,75 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,325} = 0,005897 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

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

- ✓ **Poutres secondaires**

$$q = 5,28 \left( \frac{3,5}{2} + \frac{2,95}{2} \right) + 5 \left( \frac{3,5}{2} + \frac{2,95}{2} \right)$$

$$q = 33,153 \text{KN/m}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{33,153 \times 3,74^2}{8} = 57,966 \text{KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{374} = 0,0802 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,0802 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,0591 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4,62 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,275} = 0,0056 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.3 Schémas de ferrailage

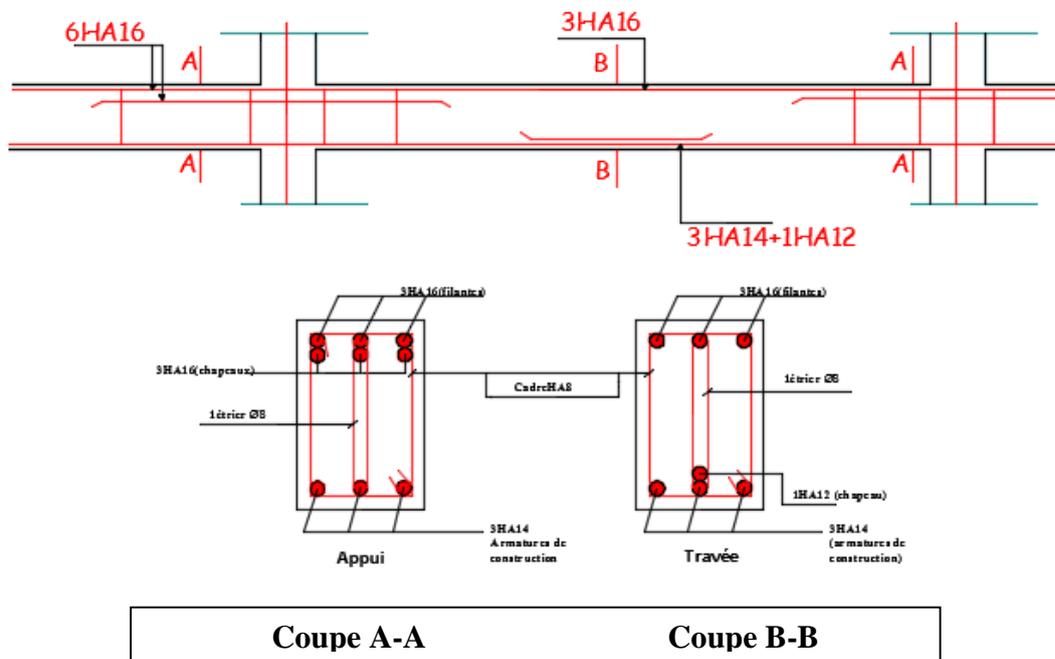


Figure V.8. Schéma de ferrailage de la poutre principale RDC et EC

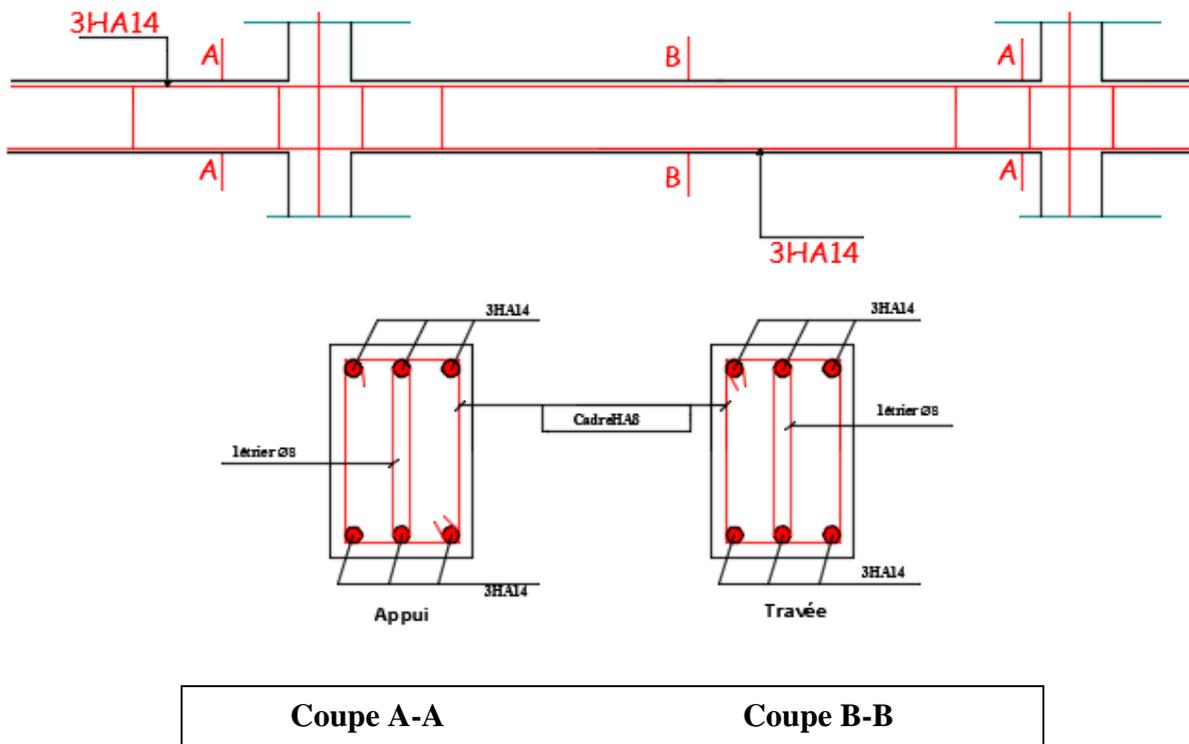


Figure V.9. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire RDC et TI

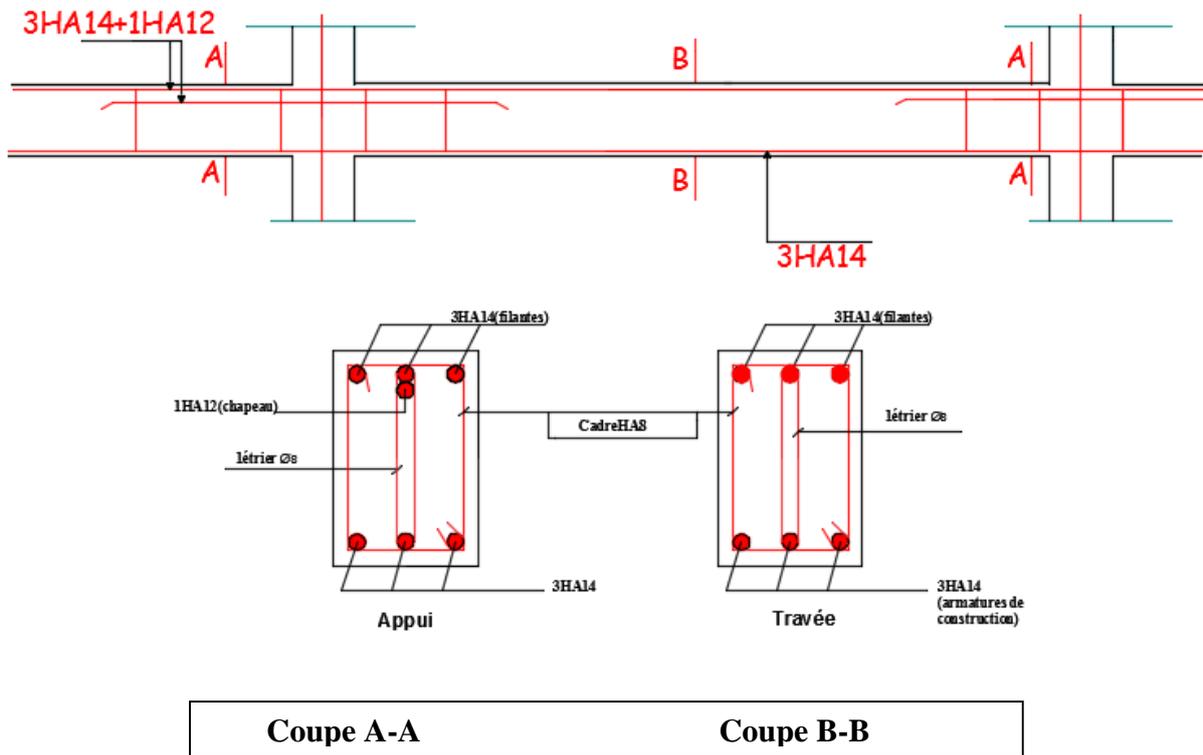


Figure V.10. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire EC

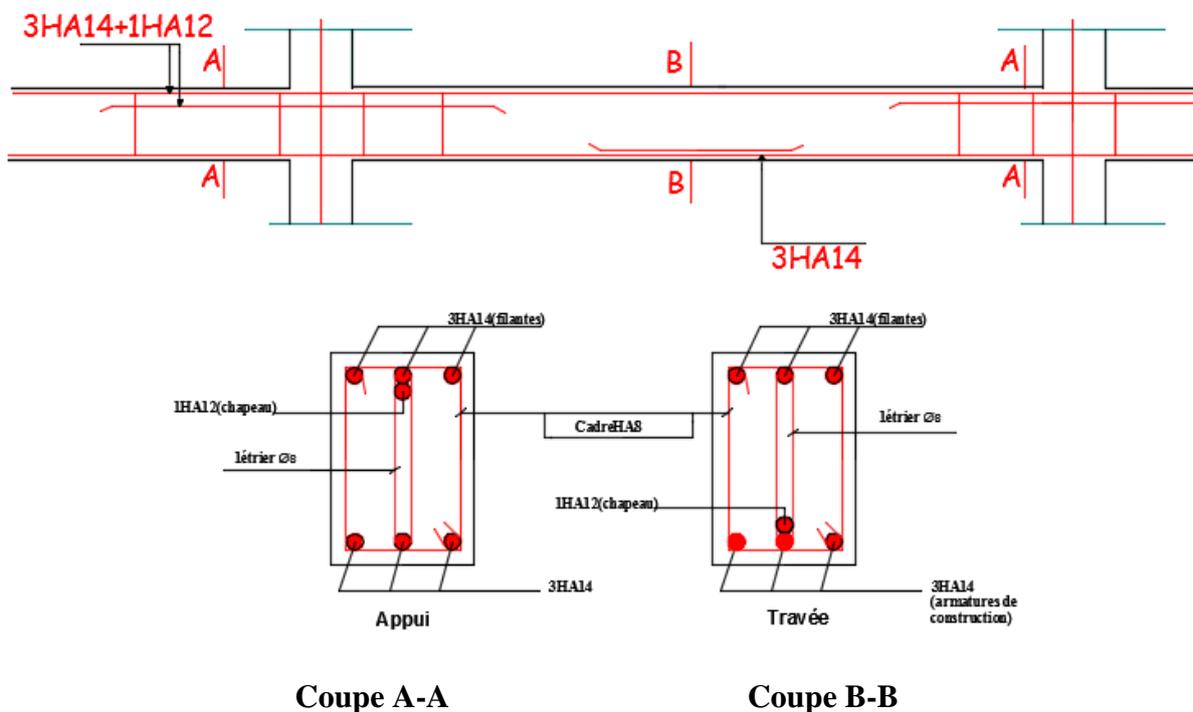
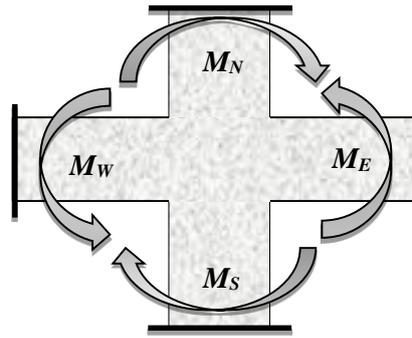


Figure V.11. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire de la terrasse

➤ Vérification de la zone nodale

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



**Figure V.12.** Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

- ✓ Dimensions de la section du béton.
- ✓ Quantité d'armatures dans la section.
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_S \times f_{st} \quad \text{Avec:} \quad z = 0,9h \quad \text{et} \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**Tableau V.16.** Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$f_{st}$ (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	55	49,5	12.565	348	216,445
Etages 1	50	45	10.305	348	161,3763
Etages 2	50	45	10.305	348	161,3763
Etages 3	45	40,5	9.365	348	131,99031
Etages 4	45	40,5	9.365	348	131,99031
Etages 5	40	36	7.1	348	88,9488
Etages 6	40	36	7.1	348	88,9488
Etages 7	35	31,5	5.34	348	58,53708
Etage 8	35	31,5	5.34	348	58,53708
TI	35	31,5	5.34	348	58,53708

**Tableau V.17.** Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	35	31,5	6.03	348	66,10
Etage 1	35	31,5	6.03	348	66,10
Etage 2	35	31,5	6.03	348	66,10
Etage 3	35	31,5	6.03	348	66,10
Etage 4	35	31,5	6.03	348	66,10
Etage 5	35	31,5	6.03	348	66,10

<b>Etage 6</b>	35	31,5	6.03	348	66,10
<b>Etage 7</b>	35	31,5	6.03	348	66,10
<b>Etage 8</b>	35	31,5	6.03	348	66,10
<b>TI</b>	35	31,5	2,875	348	31,52

**Tableau V.18.** Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr (KN.m)
<b>RDC</b>	30	27	2,31	348	21,705
<b>Etage 1</b>	30	27	2,31	348	21,705
<b>Etage 2</b>	30	27	2,31	348	21,705
<b>Etage 3</b>	30	27	2,31	348	21,705
<b>Etage 4</b>	30	27	2,31	348	21,705
<b>Etage 5</b>	30	27	2,31	348	21,705
<b>Etage 6</b>	30	27	2,31	348	21,705
<b>Etage 7</b>	30	27	2,31	348	21,705
<b>Etage 8</b>	30	27	2,31	348	21,705
<b>TI</b>	30	27	2,31	348	21,705

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

**Tableau V.19.** Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	1.25 ( $M_W+M_E$ )	Observation
<b>R.D.C</b>	216,445	216,445	432,89	66,10	66,10	165,25	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage1</b>	216,445	161,3763	377,8213	66,10	66,10	165,25	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage2</b>	161,3763	161,3763	322,7526	66,10	66,10	165,25	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage3</b>	161,3763	131,9901	293,3664	66,10	66,10	165,25	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage4</b>	131,9901	131,9901	263,9802	66,10	66,10	165,25	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage5</b>	131,9901	88,9488	220,9389	66,10	66,10	165,25	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage6</b>	88,9488	88,9488	177,8976	66,10	66,10	165,25	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage7</b>	88,9488	58,53708	147,48588	66,10	66,10	165,25	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage8</b>	58,53708	58,53708	117,07416	66,10	66,10	165,25	<i>Vérifiée</i>
<b>TI</b>	58,53708	58,53708	117,07416	31,52	31,52	78,8	<i>Vérifiée</i>

**Tableau V.20.** Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	1.25 ( $M_W+M_E$ )	Observation
<b>R.D.C</b>	216,445	216,445	432,89	21,705	21,705	54,2625	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage1</b>	216,445	161,3763	377,8213	21,705	21,705	54,2625	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage2</b>	161,3763	161,3763	322,7526	21,705	21,705	54,2625	<i>Vérifiée</i>

<b>Etage3</b>	161,3763	131,9901	293,3664	21,705	21,705	54,2625	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage4</b>	131,9901	131,9901	263,9802	21,705	21,705	54,2625	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage5</b>	131,9901	88,9488	220,9389	21,705	21,705	54,2625	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage6</b>	88,9488	88,9488	177,8976	21,705	21,705	54,2625	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage7</b>	88,9488	58,53708	147,48588	21,705	21,705	54,2625	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage8</b>	58,53708	58,53708	117,07416	21,705	21,705	54,2625	<i>Vérifiée</i>
<b>TI</b>	58,53708	58,53708	117,07416	21,705	21,705	54,2625	<i>Vérifiée</i>

#### V.4 Étude des voiles

##### V.4.1 Introduction

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone 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 encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés :  $\frac{h}{L} > 1,5$

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.

Leurs ferraillements se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

1.35G+1.5Q

G+Q

G+Q+E

G+Q-E

0.8G+E

0.8G-E

##### V.4.2 Recommandation du RPA 99/version2003

###### a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

$$\diamond A_{min} = 0,2\% \times L_t \times e$$

$L_t$  : longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ❖ à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{L}{10}$  de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- ❖ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

#### b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  avec une longueur  $10 \times \phi$

#### c) Les 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.

#### d) Les 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \quad \text{Avec : } V = 1,4 V_u$$

#### e) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
  - ✓  $A_{min} = 0,15\% \times b \times h$  dans la zone extrême du voile.
  - ✓  $A_{min} = 0,10\% \times b \times h$  dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile
- L'espacement  $S_t = \min(1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$  avec  $a$  : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par  $m^2$ .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales a :
  - $40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
  - $20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

#### ➤ Ferrailage des voiles

##### a. Armatures verticales :

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$
- 2) Effort maximal avec son moment correspondant :  $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

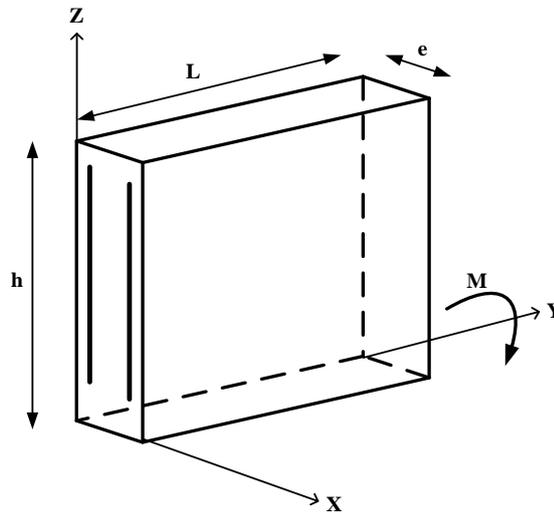


Figure V.13 : Schéma d'un voile plein

#### b. Armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{e \cdot d} \text{ avec } \bar{V} = 1.4 \cdot V$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_v^{min}/voile = 0.15\% \times b \times l$ : Section d'armatures verticale minimales dans le voile.

$A_v^{cal}/face$  : Section d'armature verticale calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{adpt}/face$  : Section d'armature verticale adoptée pour une seule face du voile.

$N^{br}/face$  : Nombre de barres adoptées par face.

$A_h^{min}/voile = 0.15\% \times b \times t$  : Section d'armatures horizontale minimales dans le voile.

$A_h^{cal} / face$  : Section d'armature horizontale calculée pour une seule face du voile.

$A_h^{adpt} / face$  : Section d'armature horizontale adoptée pour une seule face du voile.

### V.4.3 Exemple de calcul

Pour le voile  $L_x = 0,8$  au niveau du RDC

#### 1<sup>er</sup> Cas : Calcul du ferrailage sous $M_{max}$ et $N_{corps}$

$M_{max} = 94,5251 \text{ KN}$  ,  $N_{corps} = 788,967 \text{ KN.m}$ .

$e_G = \frac{M}{N} = 0,12 \text{ m} > \frac{l}{2} = 0,4 \text{ m} \Rightarrow$  le centre de pressions est à l'intérieur de la section

$$M_{ua} = M + N \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 94,5251 + 788,967 \times \left( 0,75 - \frac{0,8}{2} \right) = 370,66355 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{ua} = M + N \times \left( d - \frac{h}{2} \right) < (0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu}$$

$$N_u \times (d - d') - M_{ua} = 788,967 \times 10^{-3} \times (0,75 - 0,05) - 370,66355 \times 10^{-3} = 0,18$$

$$(0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu} = (0,337 \times 0,8 - 0,81 \times 0,05) \times 0,2 \times 0,8 \times 18,48 = 0,677$$

$$M_{ua} = M + N \times \left( d - \frac{h}{2} \right) < (0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu}$$

Donc la section est partiellement comprimée

$$\mu_{bu} = \frac{370,66355 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,75^2 \times 18,48} = 0,178$$

$$\mu_{bu} = 0,178 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,178}) = 0,25$$

$$z = 0,75(1 - 0,4 \times 0,25) = 0,675 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{370,66355 \times 10^{-3}}{0,675 \times 400} = 1,3728 \times 10^{-3} \text{ cm}^2$$

$$A = 1,3728 \times 10^{-3} - \frac{788,967 \times 10^{-3}}{400} = -5,99 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_s < 0$

#### 2<sup>ème</sup> Cas : Calcul du ferrailage sous $N_{max}$ et $M_{corps}$

$N_{max} = 788,967 \text{ KN}$  ,  $M_{corps} = 94,5251 \text{ KN.m}$ .

$\Rightarrow$  C'est les mêmes résultats avec le premier cas

#### 3<sup>ème</sup> Cas : Calcul du ferrailage sous $N_{min}$ et $M_{corps}$

$$N_{\min} = 192,829 \text{ KN} ; \quad M_{\text{cosp}} = 83,4077 \text{ KN.M}$$

$e_G = \frac{M_{\text{cosp}}}{N_{\min}} = \frac{83,4077}{192,829} = 0,43 > \frac{h}{2} = 0,4 \Rightarrow C$  est à l'extérieur et comme c'est une traction donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec  $M_{ua}$

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 83,4077 + \left( 192,829 \left( 0,75 - \frac{0,8}{2} \right) \right) = 150,89785 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{150,89785 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,75^2 \times 18,48} = 0,0726 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0943$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,75(1 - 0,4 \times 0,0943) = 0,722 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{150,89785 \times 10^{-3}}{0,0943 \times 400} = 5,22 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = 0,404 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

#### ➤ Armatures minimales dans tout le voile

Selon RPA99/2003 on a :  $A_{\min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 0,2 \times 0,8 = 2,4 \text{ cm}^2$

#### ❖ Longueur de la partie tendue $L_t$

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0,2\% b \times l_t$$

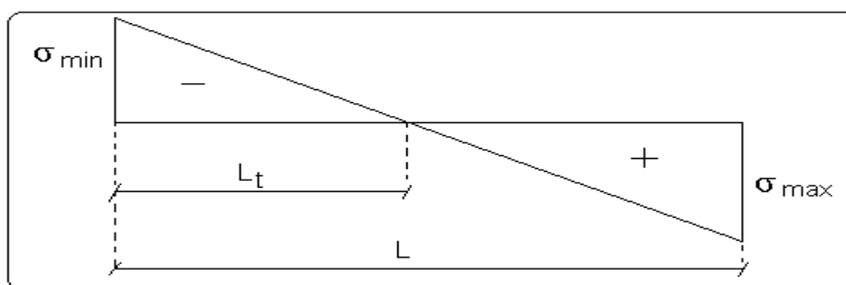


Figure V.14. Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{192,829 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,8} + \frac{83,4077 \times 10^{-3}}{8,53 \times 10^{-3}} 0,4 = 5,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{192,829 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,8} - \frac{83,4077 \times 10^{-3}}{8,53 \times 10^{-3}} 0,4 = -2,71 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{2,71 \times 0,8}{5,12 + 2,71} = 0,28 \text{ m}$$

*tendu*

$$A_{min} = 0,2\% \times 0,2 \times 0,28 = 1,12 \text{ cm}^2$$

### ❖ Armatures minimales dans la zone comprimée

$$A_{min}^{courante} = 0,1\% \times b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 0,8 - 2 \times 0,28 = 0,24 \text{ m}$$

$$l_c = 0,24 \text{ m}$$

$$A_{min}^{courante} = 0,1\% \times 0,2 \times 0,24 = 0,48 \text{ cm}^2$$

### ✓ Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

Avec -  $S_t = 10 \text{ cm}$  sur une longueur de  $L/10$  du voile

-  $S_t = 20 \text{ cm}$  en dehors de  $L/10$  du voile

### ➤ Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 71,452 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 71,452 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,75} = 0,67 \text{ MPa}$$

### ✓ Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{0,67 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

### ✓ Choix des barres

#### Armatures verticales

En zone tendu  $A^{ZT} = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$

En zone comprimée  $A^{ZC} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**Choix des armatures horizontales**

$$A_h = 2HA8 = 1,01\text{cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

- Voile sens x-x :  $V_x1$

**Tableau V.21.** : Sollicitations de calcul dans le voile  $V_x1$  L=2,7m.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		V KN
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
<b>RDC</b>	1526,433	0,7702	759,748	19,7703	1939,8667	1118,363	287,205
<b>1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> Etage</b>	1410,119	9,0064	690,403	8,9934	1057,4312	1033,281	283,765
<b>3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> Etage</b>	1152	6,7572	541,134	11,3908	400,6501	844,352	184,428
<b>5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> Etage</b>	822,847	0,2089	371,439	7,4682	257,6238	422,246	137,46
<b>7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> Etage et TI</b>	443,14	0,4545	189,955	6,3906	267,4661	232,768	85,84

**Tableau V.22.** : ferrailage du voile  $V_x1$  L= 2,7m.

Niveau	RDC	1er et 2ème étages	3ème, 4ème étage	5ème, 6ème étage	7ème, 8ème étage et TI
<b>Section (<math>\text{cm}^2</math>)</b>	0,2 × 2,7	0,2 × 2,7	0,2 × 2,7	0,2 × 2,7	0,2 × 2,7
<b>M (KN.m)</b>	1939,8667	1057,4312	400,6501	257,6238	267,4661
<b>N (KN)</b>	1118,363	1033,281	844,352	422,246	232,768
<b>V (KN)</b>	287,205	283,765	184,428	137,46	85,84
<b>Section</b>	partiellement comprimée				
<b><math>A_V^{min}(\text{cm}^2)</math></b>	8,1	8,1	8,1	6,08	6,08
<b><math>A_V^{calc}(\text{cm}^2)/\text{face}</math></b>	6,48	<0	<0	<0	<0
<b><math>L_t</math></b>	1	0.76	0.7	0.35	0,82
<b><math>A_{min}^{tendu}(\text{cm}^2)</math></b>	4	3.04	2,8	1.4	3,28
<b><math>A_V^{adopt}(\text{cm}^2)/\text{face}</math></b>	9,24	9,24	9,24	6,79	6,79
<b><math>N^{br}</math> de barre/face</b>	6HA14	6HA14	6HA14	6HA12	6HA12
<b><math>S_t(\text{cm})</math></b>	20	20	20	20	20

$L_c$	0,7	1,19	1,3	1,99	1,06
$A_{min}^{comp} (cm^2)$	1,4	2,38	2,6	3,98	2,12
$A_{z.compr}$	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52
$N^{barre}/face$	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
$\tau = \frac{1.4V}{e.d} (MPa)$	0,76	0,75	0,49	0,36	0,23
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28} (MPa)$	5	5	5	5	5
$A_h^{calc} (cm^2)/face$	1,03	1,02	0,66	0,49	0,31
$A_h^{min} (cm^2)$	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
$A_h^{adopt} (cm^2)/face$	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
$N^{br}/face/ml$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t (cm)$	20	20	20	20	20

- Voile sens x-x :  $V_x2$   $L_x = 0,8$  m.

Tableau V.23. : Sollicitations de calcul dans le voile  $V_x2$ .

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		V
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	KN
RDC	788,967	94,5251	192,829	83,4077	94,5251	788,967	71,452
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> Etage	566,26	52,1421	-15,598	45,7842	52,1421	566,26	43,038
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> Etage	431,912	39,6475	40,722	31,8082	39,6457	431,912	42,922
5 <sup>ème</sup> Etage	317,664	32,4536	54,519	25,7829	32,4536	317,664	39,111
6 <sup>ème</sup> Etage	220,084	19,6006	47,645	18,8364	19,6006	220,084	28,715
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> Etage Et TI	172,215	23,7104	37,337	14,0702	23,7104	172,215	31,941

Tableau V.24. : Ferrailage du voile  $V_x2$ 

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étages	5 <sup>ème</sup> étages	6 <sup>ème</sup> étages	7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étages
Section ( $cm^2$ )	0.8 × 0.2	0.8 × 0.2	0.8 × 0.2	0.8 × 0.2	0.15 × 0.8	0.15 × 0.8
M (KN.m)	83,4077	45,7842	40,722	25,7829	220,084	23,7104
N (KN)	192,829	-15,598	31,8082	54,519	19,6006	172,215

<b>V (KN)</b>	71,452	43,038	42,922	39,111	28,715	31,941
<b>Section</b>	partiellement comprimée					
$A_V^{min}(cm^2)$	2,4	2,4	2,4	2,4	1,8	1,8
$A_V^{calc}(cm^2)/face$	0,41	1,75	0,96	0,15	1,8	<0
<b>L<sub>t</sub></b>	0,28	0,38	0,36	0,29	0,4	0,19
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	1,12	1,52	1,44	1,16	1,2	0,76
$A_V^{adopt}(cm^2)$	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14
<b>N<sup>br</sup> de barre/face</b>	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
<b>S<sub>t</sub>(cm)</b>	20	20	20	20	20	20
<b>L<sub>c</sub></b>	0,24	0,04	0,08	0,23	0,01	0,83
$A_{min}^{comp}(cm^2)$	0,5	0,08	0,16	0,46	0,02	1,66
<b>A<sub>z.compr</sub></b>	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01
<b>N<sup>barre</sup>/face</b>	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$\tau = \frac{1.4V}{e.d} (MPa)$	0,67	0,40	0,4	0,37	0,36	0,397
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28} (MPa)$	5	5	5	5	5	5
$A_h^{calc}(cm^2)/face$	0,84	0,5	0,5	0,463	0,3375	0,372
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,45	0,45
$A_h^{adopt}(cm^2)$	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
<b>N<sup>br</sup> /face /ml</b>	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
<b>S<sub>t</sub>(cm)</b>	20	20	20	20	20	20

- Voile sens x-x : V<sub>x3</sub> L<sub>x</sub> = 1,10 m.

Tableau V.25. : Sollicitations de calcul dans le voile Vx3.

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		V
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	KN

<b>RDC</b>	624,357	193,998	79,774	211,8024	214,8048	10,342	73,918
<b>1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> Etage</b>	519,797	5,3397	214,106	103,7902	110,3667	436,901	65,871
<b>3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> Etage</b>	434,969	12,0027	161,762	53,2191	67,6139	380,504	51,632
<b>5<sup>ème</sup> Etage</b>	323,796	13,7125	94,899	33,2727	49,4107	306,163	42,233
<b>6<sup>ème</sup> Etage</b>	233,955	26,794	46,405	17,4178	26,794	233,955	26,36
<b>7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> Etage</b>	164,637	32,8022	30,562	12,5062	164,637	32,8022	34,595
<b>Et TI</b>							

Tableau V.26. : ferrailage du voile V<sub>X</sub>3

Niveaux	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étages	5 <sup>ème</sup> étages	6 <sup>ème</sup> étages	7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étages
<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	0.2 × 1.10	0.2 × 1.10	0.2 × 1.10	0.2 × 1.10	0.15 × 1.10	0.15 × 1.10
<b>M (KN.m)</b>	214,8048	110,3667	67,6139	49,4107	26,794	32,8022
<b>N (KN)</b>	10,342	436,901	380,504	306,163	233,955	164,637
<b>V (KN)</b>	73,918	65,871	51,632	42,233	26,36	34,595
<b>Section</b>	partiellement comprimée	partiellement comprimée	partiellement comprimée	partiellement comprimée	partiellement comprimée	partiellement comprimée
<b>A<sub>V</sub><sup>min</sup>(cm<sup>2</sup>)</b>	3,3	3,3	3,3	3,3	2,48	2,48
<b>A<sub>V</sub><sup>calc</sup>(cm<sup>2</sup>)/face</b>	5,13	<0	<0	<0	<0	<0
<b>L<sub>t</sub></b>	0,55	0,15	0,02	0,07	0,21	0,04
<b>A<sub>min</sub><sup>tendu</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	2,2	0,6	0,08	0,28	0,63	0,16
<b>A<sub>V</sub><sup>adopt</sup>(cm<sup>2</sup>)</b>	6,28	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02
<b>N<sup>br</sup> de barre/face</b>	8HA10	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
<b>S<sub>t</sub>(cm)</b>	20	20	20	20	20	20
<b>L<sub>c</sub></b>	0	0,8	1,06	0,96	0,68	1,02
<b>A<sub>min</sub><sup>comp</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0	1,6	2,12	1,92	1,02	1,53
<b>A<sub>z.compr</sub></b>	0	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
<b>N<sup>barre</sup>/face</b>	/	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

$\tau = \frac{1.4V}{e.d} (MPa)$	0,49	0,44	0,34	0,28	0,23	0,31
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(MPa)$	5	5	5	5	5	5
$A_h^{calc}(cm^2)/face$	0,6125	0,55	0,425	0,35	0,22	0,291
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,45	0,45
$A_h^{adopt}(cm^2)$	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
$N^{br}/face/ml$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20

- Voile sens y-y :  $V_y$ .

Tableau V.27. : Sollicitations de calcul dans le voile  $V_y$  L = 1,20 m

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		V
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	KN
RDC	687,486	206,7764	9,786	244,8517	252,0531	118,504	87,384
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> Etage	647,531	13,7986	275,453	3,6471	105,8075	490,412	65,908
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> Etage	543,645	11,6234	224,503	1,4651	71,1836	464,017	55,09
5 <sup>ème</sup> Etage	47,8939	362,277	402,245	5,162	146,596	40,9117	41,079
6 <sup>ème</sup> Etage	285,013	1,5417	82,45	22,8844	23,4681	140,306	24,179
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> Etage Et TI	202,31	5,9677	55,062	18,2161	25,9625	199,897	32,769

Tableau V.28. : ferrailage du voile  $V_y$

Niveaux	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étages	5 <sup>ème</sup> étages	6 <sup>ème</sup> étages	7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étages
Section (cm <sup>2</sup> )	0.2 × 1.20	0.2 × 1.20	0.2 × 1.20	0.2 × 1.20	0.15 × 1.20	0.15 × 1.20
M (KN.m)	244,8517	105,8075	71,1836	47,8939	23,4618	25,9625
N (KN)	09,786	490,412	464,017	362,277	140,306	199,897
V (KN)	87,384	65,902	55,09	41,079	24,179	32,769
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
$A_V^{min}(cm^2)$	3,6	3,6	3,6	3,6	2,7	2,7
$A_V^{calc}(cm^2)/face$	5.34	<0	0.14	<0	<0	<0
$L_t$	0,6	0,04	0,14	0,2	0,1	0,21
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	2,4	0,18	0,56	0,8	0,4	0,84
$A_V^{adopt}(cm^2)$	6,28	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02
$N^{br}$ de barre/face	8HA10	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20
$L_c$	0	1,12	0,92	1,16	1	0,78
$A_{min}^{comp}(cm^2)$	0	2,24	1,84	2,32	1,5	1,17
$A_{z.compr}$	0	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
$N^{barre}/face$	/	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$\tau = \frac{1.4V}{e.d} (MPa)$	0,53	0,4	0,34	0,25	0,21	0,26
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(MPa)$	5	5	5	5	5	5
$A_h^{calc}(cm^2)/face$	0,66	0,5	0,425	0,3125	0,2525	0,244
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,45	0,45
$A_h^{adopt}(cm^2)$	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
$N^{br}/face/ml$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20

Exemple d'un schéma de ferrailage d'un voile : Niveau RDC (sens X-X)

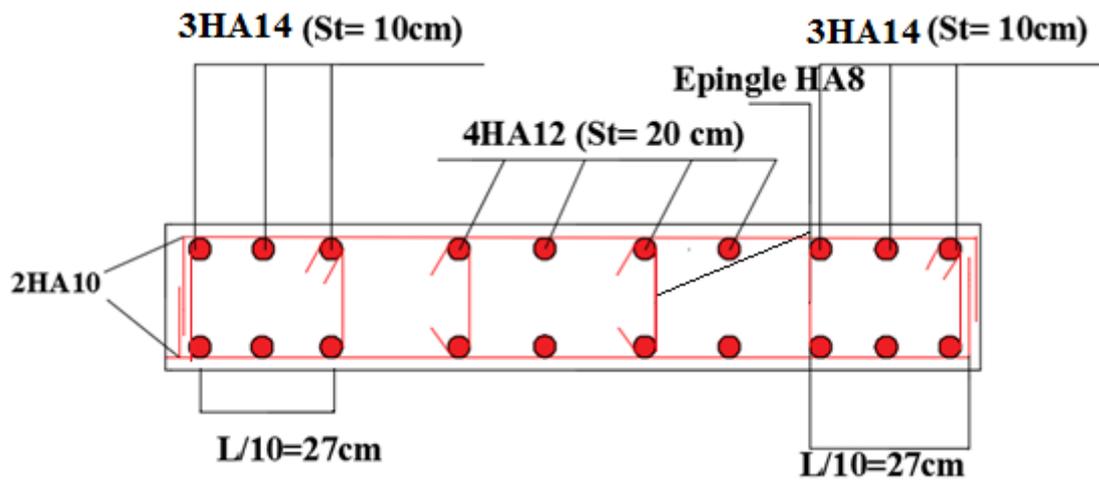


Figure V.15 schéma de ferrailage du voile RDC  $L_x=2,7$  m

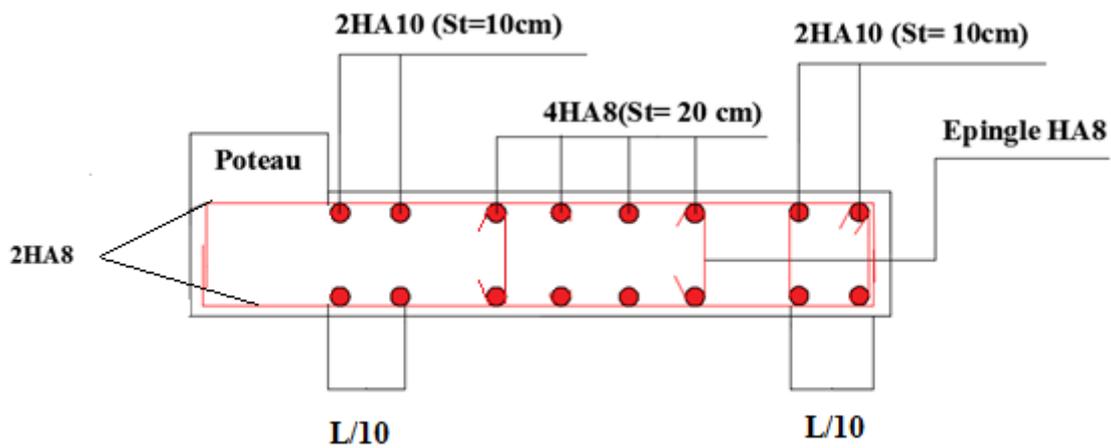


Figure V.16 schéma de ferrailage du voile RDC  $L_x=0,8$  m

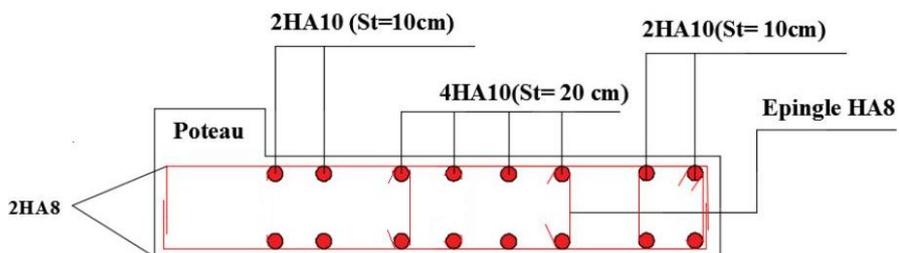


Figure V.17 schéma de ferrailage du voile RDC  $L_x=1,10$  m et  $L_x=1,20$  m

## V.5 Conclusion

Au terme de ce chapitre nous avons étudié les différents éléments principaux qui assurent le contreventement de la structure.

Le calcul et le ferrailage des poteaux et des poutres sont obtenus par un calcul manuel et celui donnée par le RPA, on adoptant le ferrailage maximum. il est noté que souvent le ferrailage minimum donnée par le RPA est plus important que celui donnée par le calcul. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000/V14. Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

# Chapitre VI :

## Chapitre VI :

*Etude de l'infrastructure*

## VI Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

### VI.1 Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, elle a pour objectif de la transmittance des différentes charges venues de la superstructure vers le sol.

Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Donc, elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

### VI.2 Etude des fondations :

#### VI.2.1 Les différents types de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont :

- $D/B \leq 6$  : fondation superficielle (isolées ; filantes ou radier générale)
- $6 < D/B < 10$  : fondation semi profond (puits)
- $D/B \geq 10$  : fondation profonde (pieux...)

#### VI.2.2 Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La Capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie selon l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de **1bar** à une profondeur de **4 m**.

#### VI.2.3 Capacité portante du sol d'assise :

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol pour la construction de logements promotionnels projeté a la ferme OUDALI (jute) wilaya de Bejaïa ont permis de conclure les résultats suivants :

Après essais et calculs ils ont pu déterminer les caractéristiques suivantes :

- Le site se situe sur un terrain plat connu par des stagnations des eaux pluviales, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage.
- Eviter les travaux de terrassement en période de pluie.
- Un pompage d'eau doit être permanent lors des travaux d'infrastructure.
- Eviter toute surcharge sur les talus et assurer un bâchage des berges.

**VI.2.4 Vérification vis-à-vis les fondations superficielles**

**VI.2.4.1 Semelles isolées**

Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases}$$

La vérification a faire est:  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$

Le poteau le plus sollicité est un poteau rectangulaire de section (a×b), pour cela on opte pour une semelle rectangulaire de section (A×B).

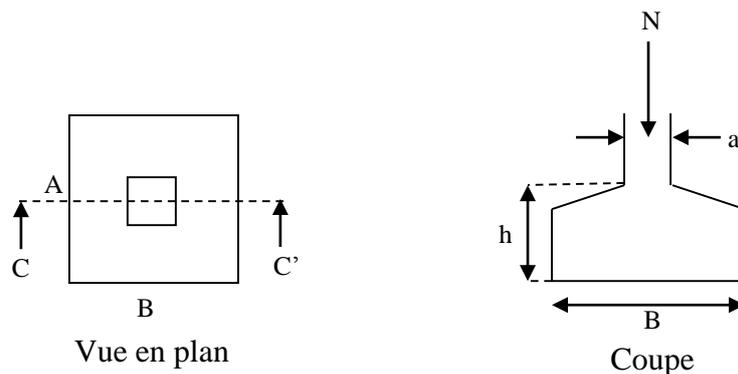
Soit :

**S** : Surface d'appuis de la semelle.  $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.  $\bar{\sigma}_{sol} = 1bar$

**N** : (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel SAP 2000V14.2.2)

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : N=2025,381KN



**Figure.VI.1.** Schéma d'une semelle isolée.

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

On a une semelle et un poteau homothétique :  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \dots \dots \dots (2)$

On remplace la valeur de A donné (1) ce qui donne :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,55}{0,55} \times \frac{2025,381}{100}} \Rightarrow B \geq 4,5 \text{ m}$$

D'après le résultat et vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2,70 ; et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

#### VI.2.4.2 Semelles filantes

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire, de largeur  $B$  et de longueur  $L$  située sous un portique formé de six poteaux (le portique le plus sollicité).

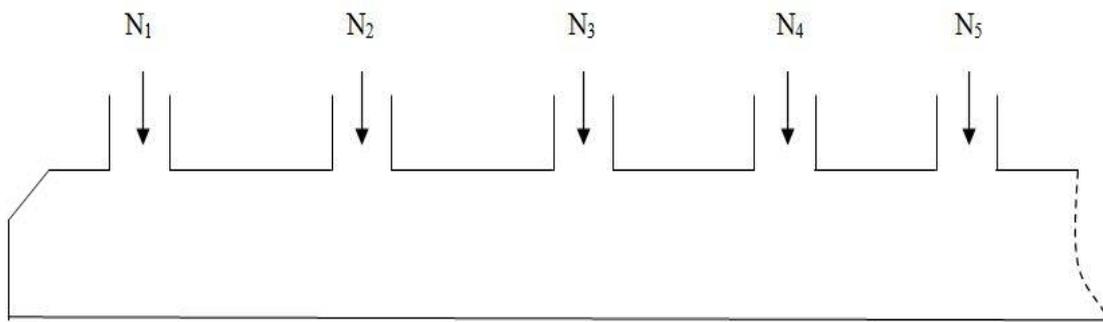


Figure VI.2. Semelle filante

$L$  : Longueur de la semelle.

$B$  : Largeur de la semelle.

$N$  : la somme des efforts normaux provenant des poteaux.

On doit vérifier :

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$N_i$  : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1672,209 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1471,351 \text{ KN}$$

$$N_3 = 2025,381 \text{ KN}$$

$$N_4 = 1946,986 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1504,034 \text{ KN}$$

$$N_6 = 1697,017 \text{ KN}$$

$$N = \sum_{i=1}^5 N_i = 10316,978 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{10316,978}{100 \times 16,68} = 6,18 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre axes de deux portiques, on constate qu'il va y avoir chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre structure, alors on va opter pour un radier général.

### VI.2.4.3 Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder notre ouvrage.

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Il est utilisé dans les cas suivant :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

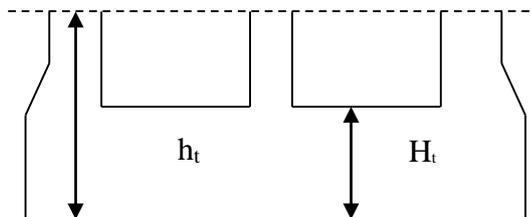


Figure VI.3. Dimension du radier

#### VI.2.4.3.1 Pré dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{avec } h_t: \text{ hauteur des nervures}$$

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{avec } h_r: \text{ hauteur de la dalle}$$

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs  $L_{max} = 3,74 \text{ m}$

Ce qui donne : 
$$\begin{cases} h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{374}{10} = 37,4 \text{ cm} \\ h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{374}{20} = 18,7 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **La condition de rigidité**

pour un radier rigide, il faut que : 
$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \text{ avec } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

$L_e$  : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$E$  : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.2164 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

$I$  : Inertie de la section du radier.

$K$  : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen ( $\sigma_{adm} = 1 \text{ bar}$ )  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

$b$  : La largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,493 \text{ m}$$

Donc :  $h_t \geq 49,3 \text{ cm} \Rightarrow$  on opte pour  $h_t = 50 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,5^3 \times 3,216 \times 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,224 \text{ m}$$

$$L_{max} = 3,74 \leq \frac{\pi}{2} 3,26 = 5,06 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

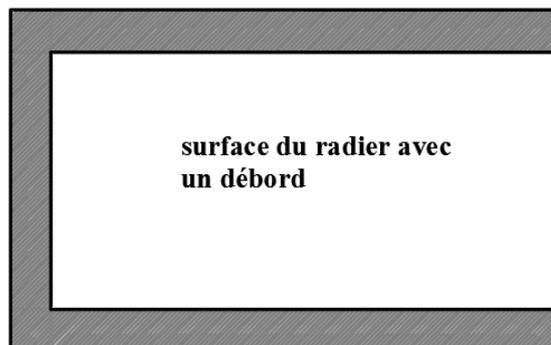
➤ **Calcul de la surface du radier**

Surface du radier : 
$$S_{radier} \geq \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{27865,848}{100} = 278,65848 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = 278,65848 \text{ m}^2 \geq S_{batiment} = 225,0132 \text{ m}^2$$

**NB :** La surface du radier est supérieure à celle du bâtiment, donc on doit utiliser un débord.

On va augmenter la surface du bâtiment on ajoutant 1,20m sur trois côtés du ce dernier.



**Figure VI.4.** le débord des trois cotée du bâtiment

➤ **Calcul de la nouvelle surface**

$$\text{Surface du radier : } S_{radier} \geq \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{27865,848}{100} = 278,65848 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = 278,65848 \text{ m}^2 \geq S_{batiment} = 284,1132 \text{ m}^2$$

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure  $h_t = 50 \text{ cm}$  ;

Hauteur de la table du radier  $h_r = 20 \text{ cm}$  ;

Enrobage  $d' = 5 \text{ cm}$ .

La surface du radier  $S_{rad} = 284,1132 \text{ m}^2$

### VI.2.4.3.2 Vérifications nécessaires

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,1 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « **GEOSEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 5978,03 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad X_G = 8,94 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 7569,12 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 7,95 \text{ m}$$

**Remarque :**

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

❖ **Sens X-X**

Données :

$$N = 27,86585 \text{ MN} \quad ; \quad M_x = 47,6735 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 5978,03 \text{ m}^4 \quad ; \quad Y_G = 7,95 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{27,86585}{284,1132} + \frac{47,6735}{5978,03} \times 7,95 = 0,16 \text{ Mpa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{27,86585}{284,1132} - \frac{47,6735}{5978,03} \times 7,95 = 0,03 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,16 + 0,03}{4} = 0,12 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,1 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens X-X.

#### ❖ Sens Y-Y

Données :

$$N = 27,86585 \text{ MN} ; M_y = 11,062723 \text{ MN.m} ; I_{yG} = 7569,12 \text{ m}^4 ; X_G = 8,94 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{27,86585}{284,1132} + \frac{11,062723}{7569,12} \times 8,94 = 0,11 \text{ Mpa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{27,86585}{284,1132} - \frac{11,062723}{7569,12} \times 8,94 = 0,085 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,11 + 0,085}{4} = 0,103 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,1 \text{ MPa}$$

### Remarque :

Après avoir essayé d'augmenter la surface du radier, avec un débord de 1,2 m des trois côtés, on a constaté que la contrainte du sol reste toujours non vérifiée, alors d'autres solutions s'offrent à nous. Parmi ces solutions on site :

- Utilisation des fondations profondes qui nous semble très coûteuse.
- Alléger le poids de la structure par des entrevous en polystyrène.
- Améliorer la capacité portante du sol.

Notre choix s'opte pour la dernière solution qui est un renforcement du sol en utilisant des colonnes ballastées. Ces dernières font augmenter 50% de la capacité portante du sol.

#### VI.2.4.3.3 Vérification de la contrainte du sol après amélioration de la contrainte du sol

##### Sans débord :

#### ❖ Sens X-X

Données :

$$N = 27,86585 \text{ MN} ; M_x = 47,39482 \text{ MN.m} ; I_{xG} = 3412,3269 \text{ m}^4 ; Y_G = 6,74 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{27,86585}{225,0132} + \frac{47,39482}{3412,3269} \times 6,74 = 0,217 \text{ Mpa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{27,86585}{225,0132} - \frac{47,39482}{3412,3269} \times 6,74 = 0,03 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,217 + 0,03}{4} = 0,17 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens X-X.

## ❖ Sens Y-Y

Données :

$$N = 27,86585 \text{ MN} ; M_y = 56,567862 \text{ MN.m} ; I_{yG} = 5216,975 \text{ m}^4 ; X_G = 8,34 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{27,86585}{225,0132} + \frac{56,567862}{5216,975} \times 8,34 = 0,148 \text{ Mpa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{27,86585}{225,0132} - \frac{11,062723}{5216,975} \times 8,34 = 0,099 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,148 + 0,099}{4} = 0,136 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

**Remarque :**

Malgré l'augmentation de la contrainte admissibles de 50% on constate que la capacité portante du sol n'est pas vérifiée ce qui nous a conduit à faire un débord de 80 cm.

Les résultats des vérifications sont montrés ci-après.

**Avec débord**

## ❖ Sens X-X

Données :

$$N = 27,86585 \text{ MN} ; M_x = 47,53414 \text{ MN.m} ; I_{xG} = 5005,274 \text{ m}^4 ; Y_G = 7,545 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{27,86585}{263,7732} + \frac{47,53414}{5005,274} \times 7,545 = 0,177 \text{ Mpa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{27,86585}{263,7732} - \frac{47,39482}{5005,274} \times 7,545 = 0,034 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,177 + 0,034}{4} = 0,1412 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

## ❖ Sens Y-Y

Données :

$$N = 27,86585 \text{ MN} ; M_y = 5,489553 \text{ MN.m} ; I_{yG} = 6716,33 \text{ m}^4 ; X_G = 8,74 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{27,86585}{263,7732} + \frac{5,489553}{6716,33} \times 8,74 = 0,113 \text{ Mpa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{27,86585}{263,7732} - \frac{5,489553}{6716,33} \times 8,74 = 0,098 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,113 + 0,098}{4} = 0,109 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

➤ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa} \quad (I)$$

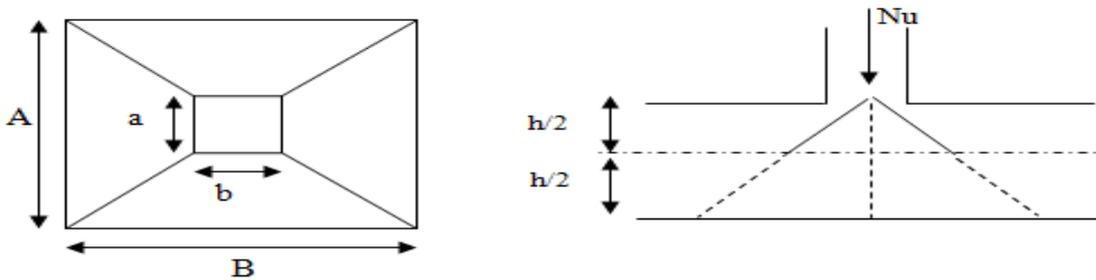
$$V_d = \frac{N_d \times L_{max} \times 1m}{2 \times S_{radier}} \Rightarrow V_d = \frac{38121,339 \times 3,74 \times 1}{2 \times 263,7732} = 270,26 \text{ KN}$$

$N_d$ : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$de (I) \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{2,5} = \frac{270,26 \times 10^{-3} \times 1}{2,5} = 0,1 \text{ m} , \quad \text{soit } d = 15 \text{ cm}$$

**Vérifications nécessaires**

➤ **Vérification au poinçonnement**



**Figure VI.5.** Zone de contact poteau- radier

Il faut vérifier que :  $N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  ..... BAEL99(article A.5.2.41)

**Avec :**

$N_d$  : L'effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$h_t$  : l'épaisseur du radier.

$U_c$  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$a = 0,55 \text{ m} ; b = 0,55 \text{ m}.$

$$U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec } \begin{cases} A = a + h_t = 0,55 + 0,5 = 1,05 \\ B = b + h_t = 0,55 + 0,5 = 1,05 \end{cases} \Rightarrow U_c = 4,2 \text{ m}$$

$$N_d = 1,856945 \text{ MN} \leq 0,045 \times 0,5 \times 4,2 \times \frac{25}{1,5} = 1,575 \text{ MN}$$

**Remarque**

⇒ la Condition n'est pas vérifiée donc y'a risque au poinçonnement. d'où on opte pour l'augmentation de la hauteur des nervures.

- $h_t = 55 \text{ cm}$

$$U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec } \begin{cases} A = a + h_t = 0,55 + 0,55 = 1,1 \\ B = b + h_t = 0,55 + 0,55 = 1,1 \end{cases} \Rightarrow U_c = 4,4 \text{ m}$$

$$N_d = 1,856945 \text{ MN} \leq 0,045 \times 0,55 \times 4,4 \times \frac{25}{1,5} = 1,81 \text{ MN pas verifier}$$

- $h_t = 60 \text{ cm}$

$$U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec : } \begin{cases} A = a + h_t = 0,55 + 0,6 = 1,15 \\ B = b + h_t = 0,55 + 0,6 = 1,15 \end{cases} \Rightarrow U_c = 4,6 \text{ m}$$

$$N_d = 1,856945 \text{ MN} \leq 0,045 \times 0,6 \times 4,6 \times \frac{25}{1,5} = 2,07 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

La Condition est v\u00e9rifi\u00e9e donc pas de risque au poin\u00e7onnement.

#### VI.2.4.3.4 V\u00e9rification de la pouss\u00e9 hydrostatique :

On fait cette v\u00e9rification pour \u00e9viter le renversement de la structure sous l'effet de la pouss\u00e9e hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$N = 38121,339 \text{ KN, (Poids de la superstructure sans le poids du radier \u00e0 l'ELU)}$$

$$H = h_t + h_{s,sol} = 0,6 + 4,08 = 4,68 \text{ m, (la hauteur de la partie encr\u00e9e du b\u00e2timent).}$$

$$F_s = 1,5 \text{ (coefficient de s\u00e9curit\u00e9).}$$

$$S_{rad} = 263,7732 \text{ m}^2 \text{ (surface du radier)}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau)}$$

$$\text{On trouve : } N = 38121,339 \text{ KN} \geq 1,5 \times 4,68 \times 263,7732 \times 10 = 18516,88 \text{ KN.}$$

La condition est v\u00e9rifi\u00e9e.

\u2192 Le b\u00e2timent est stable vis-\u00e0-vis l'arriv\u00e9 de l'eau.

#### VI.2.4.3.5 Ferrailage du radier g\u00e9n\u00e9ral

Le radier sera calcul\u00e9 comme une dalle pleine renvers\u00e9e et sollicit\u00e9e \u00e0 la flexion simple. On calculera le panneau le plus sollicit\u00e9 et on adoptera le m\u00eame ferrailage pour tout le radier.

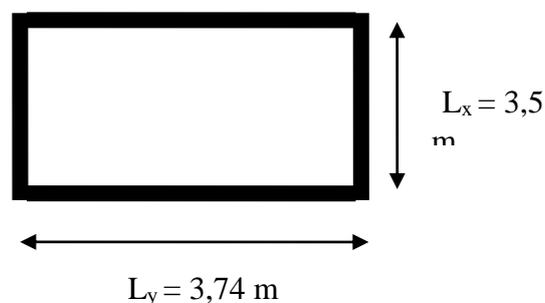


Figure.VI.6. Dalle sur quatre appuis.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u$  : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_{rad} = S_{rad} \times h_{rad} \times \gamma_b = 263,7732 \times 0,2 \times 25 = 1318,866 \text{ KN}$$

$$N_{ner} = b_{pot} \times L_{tot} \times h_t \times \gamma_b = 0,55 \times 177,94 \times 0,2 \times 25 = 489,335 \text{ KN}$$

$$L_{tot} = ((2 \times 0,8) \times 13,49 + (0,8 + 16,68)) = 177,94 \text{ m}$$

$$N_u = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{ner} = 38121,339 + (1318,866 + 489,335) \times 1,35 = 40562,4 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{40562,4}{263,7732} = 153,777 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 3,5 - 0,55 = 2,95 \text{ m} ; L_y = 3,74 - 0,55 = 3,19 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,95}{3,19} = 0,92 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0437 \\ \mu_y = 0,8251 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0437 \times 153,777 \times 2,95^2 \\ M_{0y} = 0,8251 \times 58,48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 58,48 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 48,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 49,708 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 41,0125 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -29,24 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,2) m<sup>2</sup>

**Tableau VI.1.** Section d'armateur du radier

Localisation		M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres	St (cm)
travée	X-X	49,708	10,20	1,664	10,78	7HA14	15
	Y-Y	41,0125	8,42	1,6	9,05	8HA12	12
Appui		-29,24	6	1,664	6,16	4HA14	25

❖ **Condition de non fragilité**

On a : e = 20 cm > 12 cm et ρ=0,92 > 0,4

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left( \frac{3 - 0,92}{2} \right) \times 0,2 = 1,664 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$N_s$  : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 1354,57 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{30937,524}{263,7732} = 117,2883 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,8799 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 51,9537 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 45,714 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 44,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 38,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times M_{0x} = 25,98 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes**

**Tableau VI.2.** Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		$M_s$ KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	44,16	5,533	20138,47	12,133 < 15	Vérifiée	311,39 > 15	N. Vérifiée
	y-y	38,86	5,167	17723,65	11,329 < 15	Vérifiée	323,39 > 15	N. Vérifiée
appui		25,98	4,421	13221,29	8,687 < 15	Vérifiée	311,82 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau VI.3.** Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		$M_s$ KN.m	$\beta$ (10 <sup>-3</sup> )	$\alpha$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	N <sup>bre</sup> de barres	$S_t$ (cm)
Travée	x-x	44,16	9,04	0,426	15,8	16,08	8HA16	12
	y-y	38,86	7,95	0,405	9,83	13,85	9HA14	11
appui		25,98	5,32	0,344	9,01	9,05	8HA12	12

❖ **Vérification des espacements**

Selon x-x:  $S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/8 = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$

Selon y-y:  $S_t = 11 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

➤ Schéma de Ferrailage du radier

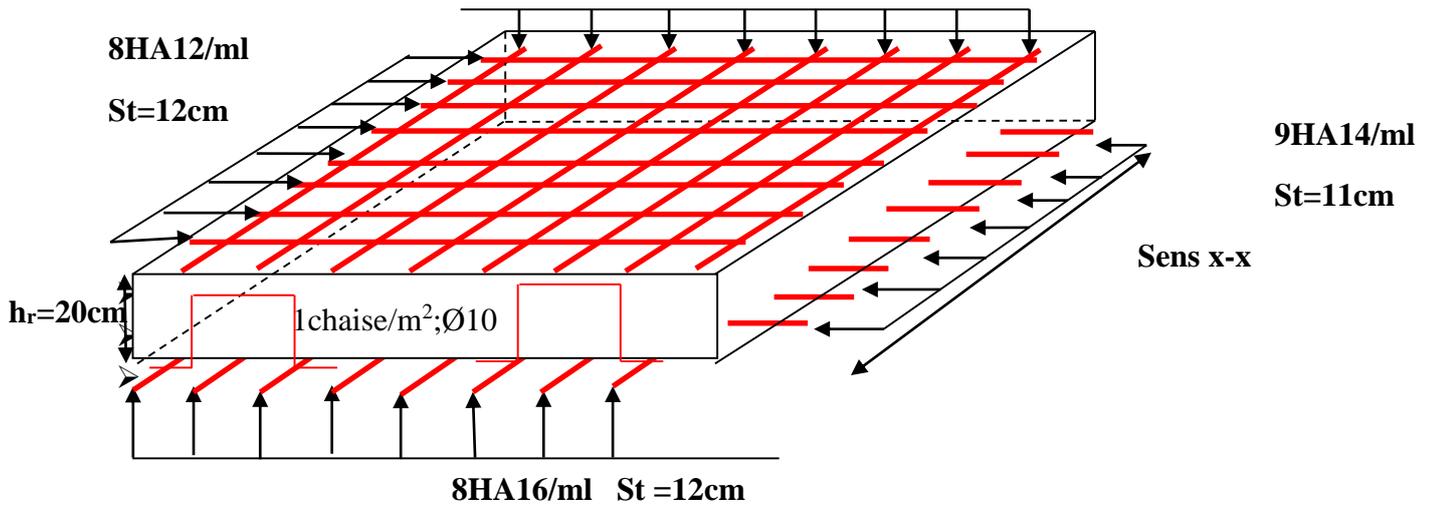


Figure.VI.7. ferrailage du radier

Ferrailage du débord

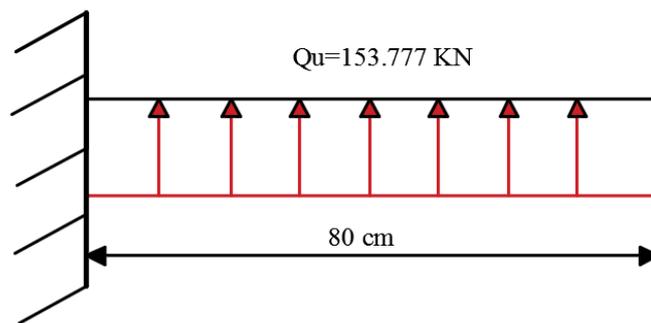


Figure VI.8. Schéma statique du débord

❖ Calcul du moment sollicitant

$$M_u = - \frac{Q_u \times l^2}{2} = - \frac{153,777 \times 0,8^2}{2} = -49,21 \text{ KN.m}$$

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Section d'armateur du débord

M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	N <sup>bre</sup> de barres / ml	St (cm)	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>r adop</sub> (cm <sup>2</sup> /m)
49,21	10,88	1,45	12,32	8HA14	8	4,11	4HA12=4,52

➤ **Vérifications à l'ELS**

$$M_s = -\frac{Q_s \times l^2}{2} = -\frac{117,2883 \times 0,8^2}{2} = -37,53 \text{ KN.m}$$

**Tableau VI.5.** Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation	$M_s$ KN.m	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	37,53	6,32 9	20654,84	11,5 < 15	Vérifiée	236,33 > 201,63	N. Vérifiée

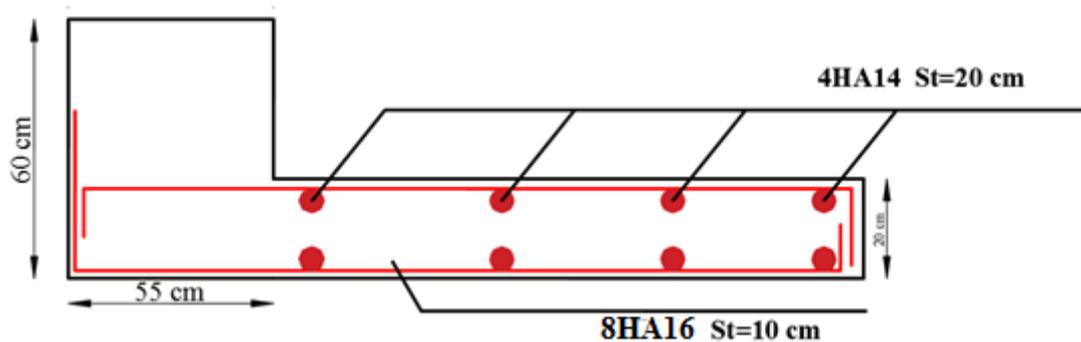
On remarque que la contrainte de traction dans l'acier n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau VI.6.** Section d'armature du débord à l'ELS

Localisation	$M_s$ KN.m	$\beta$ $10^{-2}$	$\alpha$	$A_{cal}$ $cm^2/ml$	$A_{adop}$ $cm^2/ml$	Nbre de barres	$S_t$ cm	$A_r$ $cm^2/ml$	$A_r \text{ adop}$ $cm^2/ml$
Travée	37,53	0,82 2	0,422	14,44	16,08	8HA16	8	5,36	4HA14= 6,16

➤ **Schéma de ferrailage**



**Figure VI.9.** Schéma de ferrailage du débord

## VI.2.5 Calcul des nervures

### VI.2.5.1 Définition

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, indiqué sur la figure ci-après :

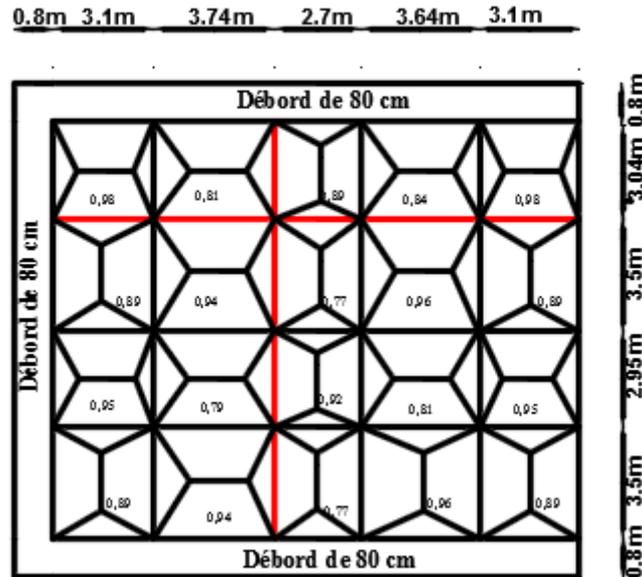


Figure VI.10. Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

❖ Charges triangulaires

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

: dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

: Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

❖ Charges trapézoïdales

$$q_m = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$$

Avec :

$q_m$ : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$q_v$ : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$P$  : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

### VI.2.5.2 Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

#### ❖ Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_d^3 + P_d \times l_d^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{pour une travée de rive} \\ 0,8l & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, On a :  $M_a = -0,15 \times M_0$ , Avec :  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

#### ❖ Moments en travée :

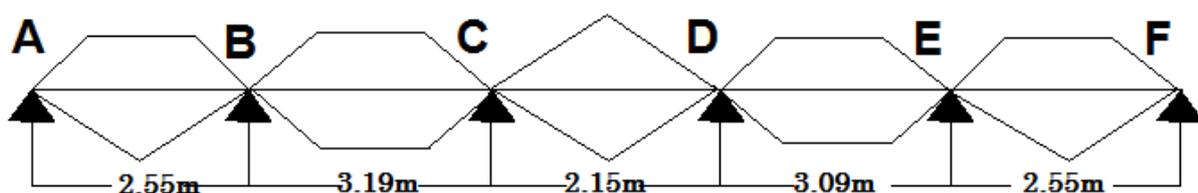
$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

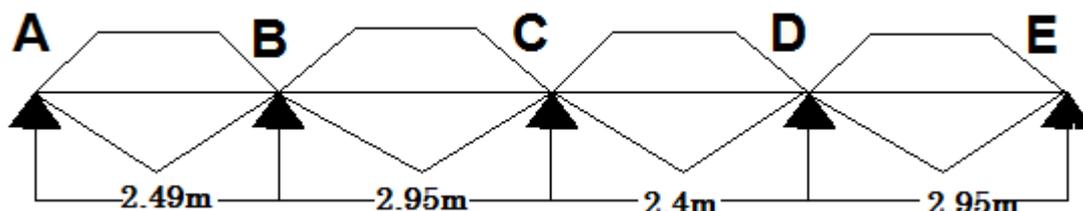
$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

#### Sens X-X :



Sens Y-Y :**Calcul des sollicitations :**

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

➤ **Les chargements dans les nervures****Tableau VI.7 chargements dans les nervures sens YY**

sollicitation	AB	BC	CD	DE
$q_m$	238,355	271,395	231,08	318,585
$q_v$	179,245	205,635	173,565	241,805
$q_s$	436,86	461,775	393,195	542,065

**Tableau VI.8 chargements dans les nervures sens XX**

sollicitation	AB	BC	CD	DE	EF
$q_m$	249,425	296,01	210,74	290,24	249,425
$q_v$	187,09	223,85	158,05	218,94	187,09
$q_s$	424,39	503,66	358,57	493,84	424,39

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableaux VI.9. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens**

sens	Travée	$L$ (m)	$q_m$ (KN)	$q_v$ (KN)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
X-X	AB	3,1	260,5625	198,2275	0	-308,78	1,168	293,99	177,65	402,28	212,22
	BC	3,74	307,1475	234,9875	-308,78	-238,76	1,931	536,46	263,83	443,22	435,64
	CD	2,7	221,18775	169,1875	-238,76	-224,3	1,374	201,49	29,91	202,47	254,33
	DE	3,64	301,3775	230,0775	-224,3	-297,53	1,753	498,46	238,89	414,77	422,71
	EF	3,1	260,5625	198,2275	-297,53	0	1,918	295,36	181,91	234,9	379,6
Y-Y	AB	3,04	249,4925	190,3825	0	-266,15	1,169	272,84	170,49	378,61	200,15
	BC	3,5	282,5325	216,7725	-266,15	-214	1,803	432,23	192,94	377,89	380,81
	CD	2,95	242,2175	184,7025	-214	-347,73	1,288	259,25	13,14	254,76	290,12
	DE	3,5	329,7225	252,9425	-347,73	0	2,051	489,95	345,99	381,51	503,79

**Tableaux VI.10.** Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q <sub>m</sub> (KN)	q <sub>v</sub> (KN)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
X-X	AB	3,1	432,64	195,34	0	-513,69	1,167	487,98	294,6
	BC	3,74	511,91	232,1	-513,69	-397,52	1,931	894,1	440,39
	CD	2,7	366,82	166,3	-397,52	-373,33	1,374	334,16	51,05
	DE	3,64	502,09	227,19	-373,33	-494,83	1,754	830,47	398,59
	EF	3,1	432,64	195,34	-494,83	0	1,919	490,25	301,74
Y-Y	AB	3,04	445,11	187,495	0	-459,77	1,18	488,46	310
	BC	3,5	470,025	213,885	-459,77	-355,56	1,813	718,79	313
	CD	2,95	401,445	401,445	-355,56	-579,63	1,286	429,53	23,71
	DE	3,5	550,315	550,315	-579,63	0	2,051	817,74	577,77

**VI.2.5.3 Ferrailage**

**Sens X-X :**

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h = 0,6 \text{ m} ; h_0 = 0,20 \text{ m}$

$b_0 = 0,55 \text{ m} ; d = 0,55 \text{ m}$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4. 1. 3)}$$

$$\frac{b - 0,55}{2} \leq \min\left(\frac{3,19}{2} \text{ m} ; \frac{2,49}{10} \text{ m}\right)$$

$$\frac{b - 0,55}{2} \leq \min(1,595 \text{ m} ; 0,249 \text{ m})$$

Donc,  $b = 1,05 \text{ m}$ .

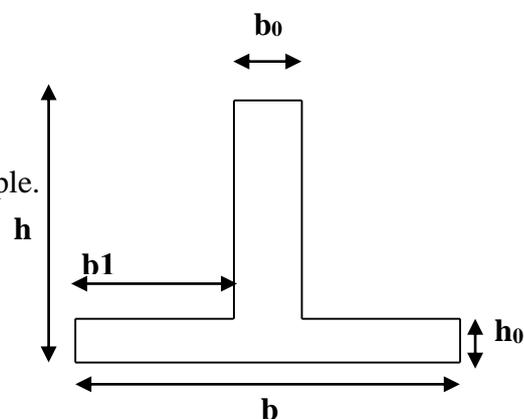
✓ **Sens Y-Y**

On a :

$$\frac{b - 0,55}{2} \leq \min(1,475 \text{ m} ; 0,215 \text{ m})$$

Donc,  $b = 1 \text{ m}$ .

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :



**Figure VI.11 :** Section de la nervure à ferrailer.

**Tableau VI.11.** Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
X-X	Travée	263,83	14,58	6,85	15,39	10HA14
	Appui	-308,78	17,06		17,75	5HA16+5HA14
Y-Y	Travée	345,99	19,12	6,52	22,12	11HA16
	Appui	-347,73	19,22		22,12	11HA16

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(14; 17,14; 55) \text{ mm}$$

Soit  $\phi_t = 10 \text{ mm}$  et  $A_{trans} = 6\phi_{10} = 4,71 \text{ cm}^2$  (2 cadres  $\phi_{10}$  et un étrier)

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $St = 15 \text{ cm}$ .

• **Vérifications :**

A l'ELU :

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_g = \frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}; V_d = -\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.12 :** Vérification de l'effort tranchant dans les nervures.

Sens	V <sub>u</sub> (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens x-x	435,64	1,465	2,5	Vérifiée
Sens y-y	503,79	1,696	2,5	Vérifiée

A l'ELS :

• **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **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.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.13:** Vérification des contraintes dans les nervures.

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)
x-x	travée	440,39	13,507	483694,45	12,298	15	566,67	201.63
	appui	-494,83	14,357	543381,98	13,074	15	555,17	201.63
y-y	travée	577,77	16,072	641190,97	14,482	15	526,16	201.63
	appui	-579,63	16,072	641190,97	14,529	15	527,86	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.14.** Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ (10 <sup>-2</sup> )	$\alpha$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	Nbre de barres
X-X	Travée	440,39	0,245	0,246	43,26	44,18	9HA25
	Appui	-494,83	0,281	0,261	48,87	49,09	10HA25
Y-Y	Travée	577,77	0,363	0,292	57,72	58,91	12HA25
	Appui	-579,63	0,363	0,292	57,90	58,91	12HA25

- **Armatures de peau :**

La hauteur des nervures est  $h = 60$  cm, dans ce cas le CBA (Article A.7.3) préconise de mettre des armatures de peau de section  $A_p = 3$  cm<sup>2</sup>/ml de hauteur.

Pour  $h = 60$  cm, on a  $A_p = 3 \times 0,6 = 1,2$  cm<sup>2</sup>. On opte 2HA12 = 2,26 cm<sup>2</sup>/face.  
Soit : 2HA12 = 2,26 cm<sup>2</sup> par face.

## VI.2.5.4 Schémas de ferrailage des nervures :

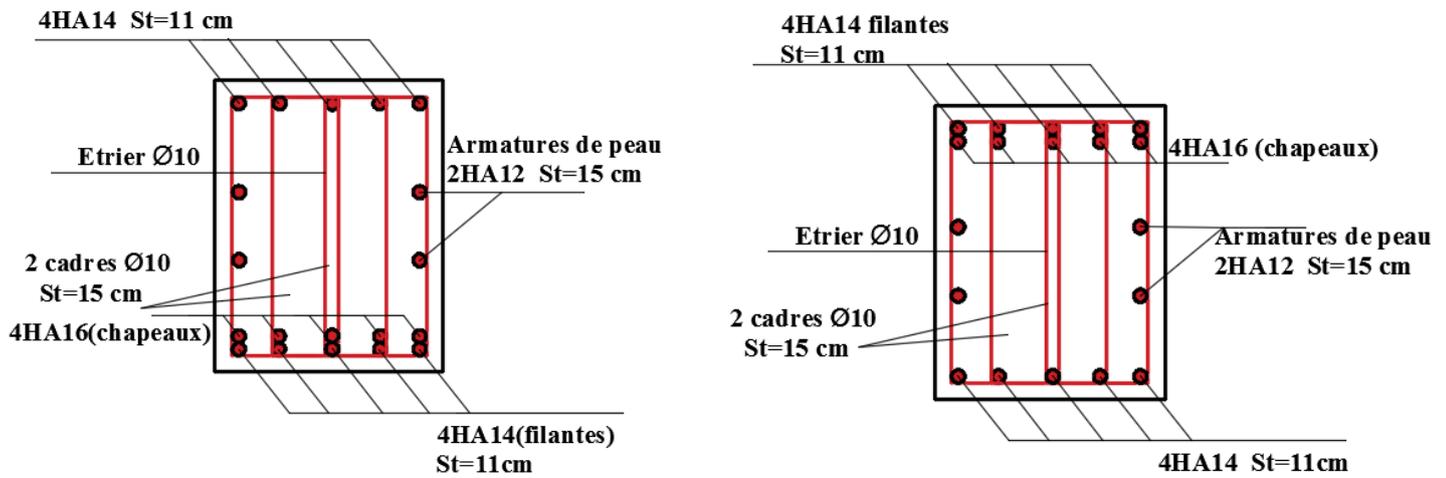


Figure VI.12. schema de ferrailage des nervures sens X-X

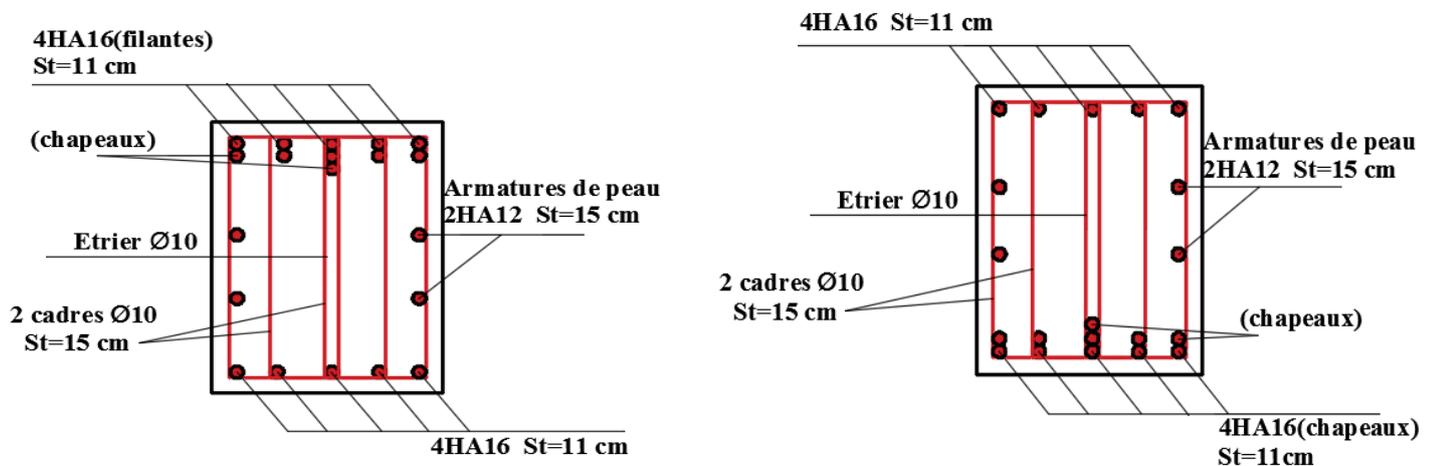


Figure VI.13. schema de ferrailage des nervures sens Y-Y

## VI.3 Etude du voile Périphérique

D'après le RPA 99/2003 (Art 10.1.2), Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

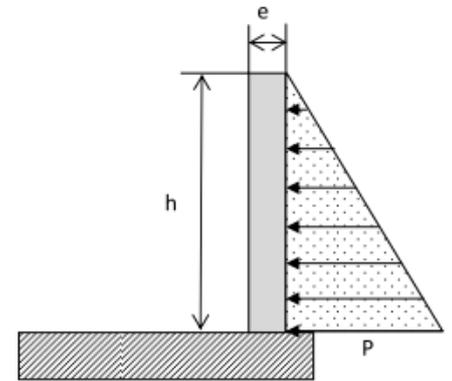
- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### VI.3.1 Dimensionnement des voiles

- Hauteur  $h=4,08$  m
- Longueur  $L=3,19$  m
- Épaisseur  $e=20$  cm

#### ➤ Caractéristiques du sol

- Poids spécifique  $\gamma_h = 20,2 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion (Sol non cohérent)  $c = 0 \text{ bar}$
- Angle de frottement : Vu la nature du sol rencontrée (Argile graveleuse), L'angle de frottement est égale a:  $\varphi = 16,68^\circ$



**Figure VI.14.** Poussée des terres sur les voiles périphériques

### VI.3.2 Méthode de calcul

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque côté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à  $10 \text{ KN/m}^2$ .

#### ➤ Sollicitations

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

#### ✓ La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 4,08 \times 20,2 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{16,68}{2}\right) = 45,66 \text{ KN/m}^2$$

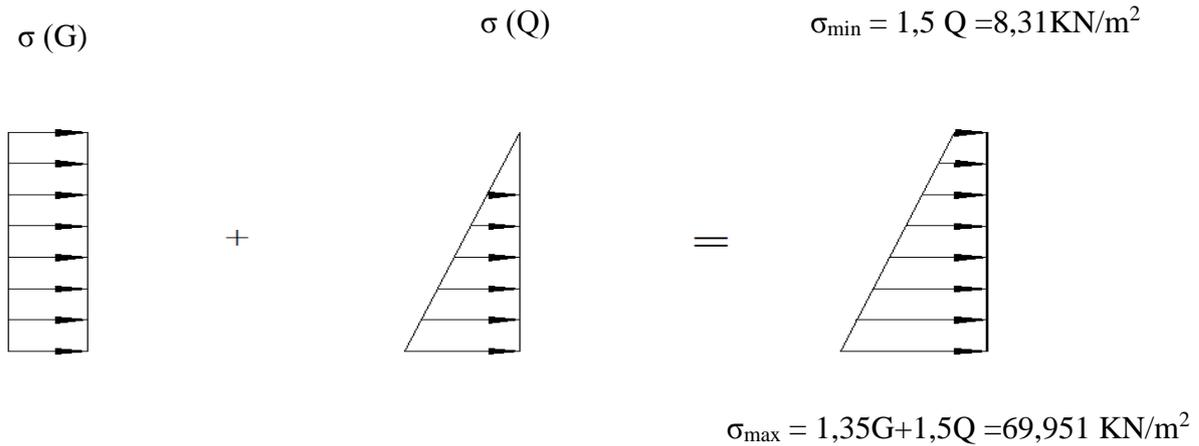
#### ✓ Surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{2 \times c}{\gamma \times h} \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{16,68}{2}\right) = 5,54 \text{ KN/m}^2$$

### VI.3.3 Ferrailage du voile périphérique

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.



Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{min} = 1,5Q = 1,5 \times 5,54 = 8,31 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 45,66 + 1,5 \times 5,54 = 69,951 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 69,951 + 8,31}{4} = 54,54 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 54,54 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$\begin{aligned} L_x &= 3,19 \text{ m} & b &= 1 \text{ m} \\ L_y &= 3,78 \text{ m} & e &= 0,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\rho = L_x/L_y = 3,19/3,78 = 0,84 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,84 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0517 \\ \mu_y = 0,6678 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0517 \times 3,19^2 \times 54,54 = 28,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,6678 \times 28,69 = 19,16 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 28,69 = 24,39 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 19,16 = 14,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -14,35 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,1\% \times 1 \times 0,2 = 2 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

**Tableau VI.15.** Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	X-X	24,39	0,0594	0,077	0,16	4,38	2	4HA12=4,52
	Y-Y	14,37	0,035	0,045	0,17	2,43	2	4HA10=3,14
Appui		-14,35	0,035	0,045	0,17	2,43	2	4HA=3,14

✓ **Espacements**

Sens x-x :  $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y :  $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérifications**

$$\rho = 0,84 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,84) 100 \times 20 = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{54,54 \times 3,19}{2} \times \frac{3,78^4}{3,78^4 + 3,19^4} = 57,72 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{54,54 \times 3,78}{2} \times \frac{3,19^4}{3,19^4 + 3,78^4} = 34,69 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{57,72 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à L'ELS**

$$\rho = 0,84 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0586 \\ \mu_x = 0,7655 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 51,2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 5,54 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 51,2 + 5,54}{4} = 39,785 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 39,785 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0586 \times 39,785 \times 3,19^2 = 23,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,7655 \times 23,72 = 18,16 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 23,72 = 20,162 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 18,16 = 13,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 23,72 = -11,86 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

Tableau VI.16. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		$M^s$ KN.m	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	20,162	4,71	13577,54	6,19 < 15	Vérifiée	285,76 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	13,62	3,558	10011,78	4,84 < 15	Vérifiée	274,3 > 201,63	N. Vérifiée
Appui		-11,86	3,558	10011,78	4,21 < 15	Vérifiée	238,85 > 201,63	N. Vérifiée

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

Tableau VI.17. Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-3}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ ( $cm^2 / ml$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2 / ml$ )	N <sup>bre</sup> de barres
Travée	x-x	20,162	3,46	0,286	6,5	6,79	6HA12
	y-y	13,62	2,34	0,241	4,32	4,52	4HA12
Appui		-11,86	2,04	0,226	3,74	3,93	5HA10

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique

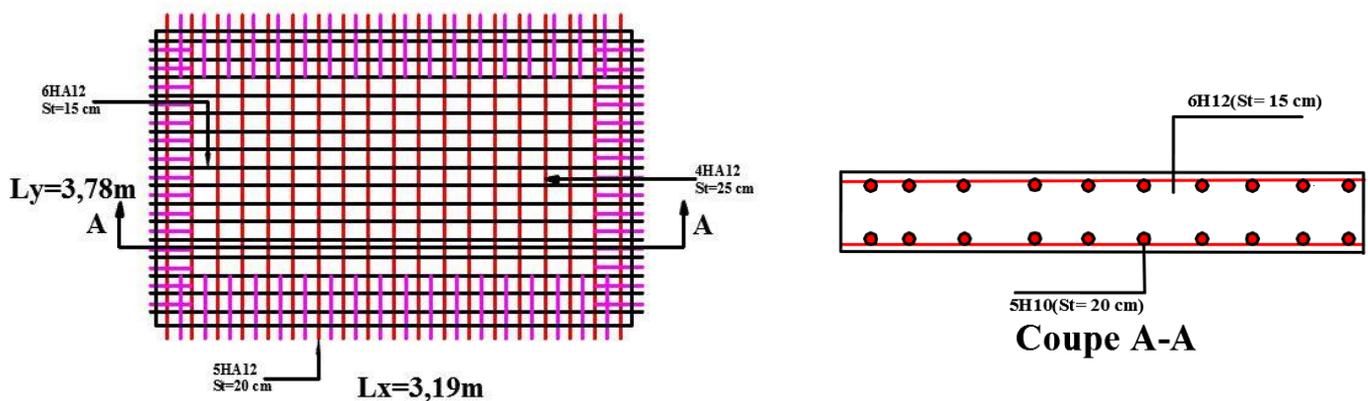


Figure.VI.15. ferrailage du voile périphérique

**VI.4 Conclusion**

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

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 radier.

# CONCLUSION GENERALE

---

## Conculsion Générale

Tout le long de notre projet de fin d'étude, on a pu apprendre toute la démarche à mettre en place sur un projet concret : de la lecture des plans architecturaux à la conception d'une note de calcul en passant par la modélisation débuter avec le logiciel SAP 2000 v14.

Ce travail nous a été d'une grande importance puisqu'il nous a permis d'exploiter et d'évaluer nos connaissances acquises durant notre cursus, et d'apprendre les différentes méthodes de calcul, les concepts et les règlements gouvernant le domaine étudié.

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir celles déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a conduits à retenir certaines conclusions dont les plus importantes sont :

- Les voiles de contreventement sont d'une très grande importance vis-à-vis la dissipation des efforts horizontaux.
- Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économiques et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le coût du projet.
- La somme des coefficients de participation massique des modes de vibration représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment, d'où l'utilité des voiles de contreventement qui assurent un bon comportement dynamique de la structure.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des Matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds, nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Enfin, notre souhait le plus chère est de voir notre travail servir pour les futures Promotions.

---

# **Annexes**

---

# Annexe 1

## Flexion simple : Section rectangulaire

### Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \epsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\epsilon_{sc} = \left( \frac{3.5}{1000} + \epsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \epsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\epsilon_{sc} < \epsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \epsilon_s$$

OUI

NON

$$\epsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\epsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left( \frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

## Annexe 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	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

# Annexe 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  $L_x < L_y$ .

$\rho = 0.9$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	<b>0.1</b>	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	<b>0.2</b>	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	<b>0.3</b>	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	<b>0.4</b>	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	<b>0.5</b>	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	<b>0.6</b>	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	<b>0.7</b>	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	<b>0.8</b>	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	<b>0.9</b>	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	<b>1.0</b>	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	<b>0.1</b>	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	<b>0.2</b>	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	<b>0.3</b>	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	<b>0.4</b>	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	<b>0.5</b>	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	<b>0.6</b>	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	<b>0.7</b>	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	<b>0.8</b>	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	<b>0.9</b>	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	<b>1.0</b>	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

# Annexe 4

## Performances & Raffinement

### Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes  
machinerie supérieure  
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de porte	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette (2)		
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG		
<b>630</b> 8 pers.	1.00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
	1.60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
<b>800</b> 10 pers.	1.00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
	1.60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
<b>1000</b> 13 pers.	1.00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
	1.60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	
	2.50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
		TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
	4.00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320		
<b>1250</b> 16 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160	
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160	
	1.60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160	
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160	
2.50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220		
	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220		
4.00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320			
<b>1600</b> 21 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160	
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160	
	1.60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160	
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160	
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
	4.00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320		
6.30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400			

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires. (1) Entrainement 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynatron S (variation continue de vitesse), ACVF = Accélération continue de fréquence, Dy MV = Dynatron (variation continue de vitesse), TD 2 = Transfronic (variation de tension sans bruit). (2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sont données en italique suivant la norme NF EN 81-12. (3) La puissance est calculée suivant la norme C.15-100 et C.15-105.

## Caractéristiques générales

Disposition	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Monture	collective descente sélective, à analyse permanente de trafic
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	à ouverture centrale trafic intense
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	□	□	□	□	□	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	□	□	□	□	□	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	□	□	□	□	□	32000	12000	2000
530		260	500	240	160 x 120	□	□	□	□	□	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	□	□	□	□	□	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	□	□	□	□	□	38000	18000	5000
590		260	520	280	230 x 140	□	□	□	□	□	38000	19500	7000



Symbole attribué par le Comité National de Liaison pour le Rééquipement des Handicapés (autorisation d'emploi n° 0011). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schindler habituel.

**Annexe 5**  
**Tableau des sections d'armatures (en cm<sup>2</sup>)**

$\varnothing$ (mm) N barres	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

**Annexe 6**  
Etude du sol

# BIBLIOGRAPHIE

Règles BAEL 91 modifiées 99, Troisième édition 2000.

Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.

DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition Décembre 1993.

Cours de béton armé, 3<sup>ème</sup> et 1<sup>ère</sup> année Master Génie Civil.

DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

Enciens mémoires de fin d'étude.