

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia  
Faculté de la technologie  
Département de GENIE CIVIL

# mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil  
Option : structures

## Thème

Etude d'un bâtiment (Sous-sol + RDC +8 étages) à  
usage bureaux contreventé par un Système Mixte  
(Voiles - Portiques)

Présenté par :

M<sup>lle</sup> Brahimi Karima

M<sup>lle</sup> Bouzeroura Meyassa

Promoteur :

M<sup>r</sup> LAICHAOUI . A

*Membre du jury:*

President: M<sup>r</sup>: BANOUNE

Examineur: M<sup>r</sup>: OUDNI

Promotion 2018-2019

# Remerciement

*Avant tout, nous tenons à remercier DIEU le tout puissant, le miséricordieux qui nous a donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*Nous remercions nos cher parents ainsi que nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études.*

*Nos plus vifs remerciements vont aussi à notre promoteur **Mr L'AICHAOUI** de nous avoir guidé, suivi et accordé un grand intérêt a notre travail et pour la patience dont elle a fait part à notre égard, pour son aide précieux et pour tout le savoir qu'elle nous a transmis.*

*Merci à vous, membres de jury qui nous feront l'honneur de jugé ce travail.*

*Notre sincère gratitude à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

# *Dédicaces*

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

*Je dédie ce mémoire : Ames très chères parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

*Ma mère qui a été à mes cotés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui à sacrifié toute sa vie afin de ma voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.*

*Mes chers frères : Sofiane, Karim, nadir*

*Mes chères sœurs : tamazight, Thinhinane*

*A ma grande sœur Mouma et son marie Karim*

*A ma petite princesse jade thinhinane*

*Tous mes amis (es) Sabrina, Dounia, Houria, Ourdia, Hachemi,*

*Khadîdja, sylvia, thiziri, Bilal, Soraya*

*et tous ceux qui me sont chers ;*

*Ma binôme **Meyassa** et sa familles ;*

*A tous ce qui me connaisse de prêt et de loin.*



*KARIMA*

# *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir 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 mémoire : Ames très chères parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

*Ma mère Malika qui a été à mes cotés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père Abdelkader qui à sacrifié toute sa vie afin de ma voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.*

*Mon cher frère : Athmane*

*Mes chères sœurs : Nadia, Lamia, Nawel, Ouarda, Samia*

*A mes adorables neveux : Mohamed wassim, Marya ,Nessrin*

*Tous mes amis (es) Ourdia, Khadîdja, sylvia, thiziri, Arezki  
et tous ceux qui me sont chers ;*

*Ma binôme **Karima** et sa familles ;  
A tous ce qui me connaisse de prêt et de loin.*



**MEYASSA**

# Sommaire

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale .....	1

## CHAPITRE I : GENERALITES

I.1 Introduction .....	2
I.2 Description de l'ouvrage .....	2
I.2.1. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage .....	2
I.2.2. Données géotechniques du site .....	2
I.3. Caractéristiques des matériaux .....	2
I.3.1. Béton .....	2
I.3.2 .Acier .....	4
I.4. Éléments constitutifs de l'ouvrage .....	5
I.4.1. Les éléments structuraux .....	5
I.4.2. Les éléments secondaires .....	5
I.4.3. Les éléments de remplissages .....	5
I.5. Actions sollicitations de calcul .....	6
I .6. Règlements et normes utilisés .....	6
I. 7. Hypothèses de calcul aux états limites .....	6
I .7.1. Etat Limite Ultime « E L U » .....	6
I .7.2. Etat Limite de Service « E L S » .....	7

## CHAPITRE II : PRES DIMENSIONNEMENTS ET ETUDE DES ELEMENTS

### SECONDAIRE

II.1. Introduction .....	8
II.2. Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges .....	8
II.2.1. Les éléments secondaires .....	8
II.2.1.1. Plancher .....	8
II.2.1.2. les escaliers .....	10
II.2.2. Les éléments principaux .....	11
II.2.2.1. Les poutres .....	11
II.2.2.2. Les voiles .....	12
II.2.2.3. L'acrotère .....	12
II .2.2.4. Les poteaux .....	13
II.2.2.4.1 Evaluation des charges et surcharge .....	13
II.2.2.4.2. Décente des charges .....	15
II.2.2.4.3. Calcul de l'effort normal ultime .....	18
II.2.2.4.4. Vérifications nécessaires .....	18
II.3. Etude des plancher à corps creux .....	20
II.3.1. Les différents types des poutrelles .....	20

II.3.2. Calcul des charges revenant aux poutrelles .....	21
II.3.3. Méthode de calcul des poutrelles .....	21
II.3.4. Ferrailage des poutrelles .....	25
II.3.5. Vérifications nécessaires .....	27
II.3.6. Étude de la dalle de compression .....	32
II.4. Étude des dalles pleines .....	32
II.4.1. Dalle sur trois appuis (D4) .....	32
II.4.1.1. Vérification à ELU .....	34
II.4.1.2. Vérification à l'ELS .....	34
II.5. Etude de la poutre de chaînage .....	37
II.5.1. Dimensionnement .....	37
II.5.2. Calcul des sollicitations .....	37
II.5.3. Ferrailage à l'ELU .....	39
II.5.4. Vérifications à l'ELS .....	39
II.6. Etude de l'acrotère .....	40
II.6.1. Hypothèses de calcul .....	40
II.6.2. Evaluation des charges et surcharges .....	40
II.6.3. Ferrailage de l'acrotère .....	42
II.7. Etude des escaliers .....	44
II.7.1. Etude de la partie 1 de l'escalier .....	44
II.7.1.1. Calcul des armatures de répartition .....	46
II.7.1.2. Les vérifications nécessaires .....	46
II.7.2. Etude de la partie 1 de l'escalier .....	47
II.7.3. Calcul de la poutre brisée .....	48
II.8. Etude de la dalle d'ascenseur .....	52
II.8.1. Définition .....	52
II.8.2. Etude de la dalle machine .....	52
II.8.3. Sollicitations .....	52

## CHAPITRE III : ETUDE DYNAMIQUE

III.1. Introduction .....	59
III.2. Méthode de calcul .....	59
III.2.1. Méthode statique équivalente .....	59
III.2.2. Méthode dynamique modale spectrale .....	61
III.3. Modélisation et résultats .....	62
III.4. Vérification de l'effort normal réduit .....	64
III.5. Vérification de la résultante des forces sismique .....	65
III.6. Justification vis à vis des déformations .....	65
III.7. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ [RPA (5.9)] .....	66
III.8. CONCLUSION .....	66

## CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

IV.1. Introduction .....	65
IV.2. Etude des poteaux .....	65
IV.2.1. Recommandations du RPA99 (version 2003) .....	65
IV.2.2. Les sollicitations maximales .....	66
IV.2.3. Armatures transversales.....	68
IV.2.4 .Vérifications .....	68
IV.3. Etude des poutres .....	71
IV.3.1.Les recommandations du RPA99/version2003 .....	71
IV.3.2. Recommandation de BAEL.....	71
IV.3.3. Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99V2003 .....	71
IV.3.4. Sollicitations de calculs .....	72
IV.3.4.1.Calcul du ferrailage .....	72
IV.3.4.2.Vérification à l'ELU .....	73
IV.3.4.3.Vérification à l'ELS.....	74
IV.4. Etude des voiles de contreventement.....	76
IV.4.1 Ferrailage des voiles .....	78
IV.5. Conclusion .....	82

## CHAPITRE V : ETUDE DES FONDATIONS

V.I. Introduction.....	86
V.2.Combinaisons d'actions à considérer.....	86
V.3.Choix du type des fondations.....	86
V .3.1. Vérification de la semelle isolée.....	86
V. 3.2. Vérification de la semelle filante.....	87
V .3.3. Radier général.....	87
V .3.3.1. Caractéristiques géométriques du radier.....	88
V.3.3. 2.Vérifications nécessaires.....	89
V.3.3.3. Ferrailage du radier général.....	90
V.3.4.Etude des nervures.....	93
V.4.Etude du voile périphérique.....	97
V.5Conclusion .....	100
Conclusion Générale.....	101

### **Bibliographie**

### **Annexes**

*Liste des tableaux*

<b>Tableau II.1:</b> Dimensionnement de dalles pleines	<b>10</b>
<b>Tableau II.2.</b> Section préalable des poteaux	<b>13</b>
<b>Tableau II.3.</b> Évaluation des charges revenant au plancher courant avec corps creux	<b>13</b>
<b>Tableau II.4.</b> Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible avec corps creux	<b>13</b>
<b>Tableau II.5.</b> Évaluation des charges revenant au plancher courant avec dalle pleine	<b>14</b>
<b>Tableau II.6.</b> Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible avec dalle pleine	<b>14</b>
<b>Tableau II.7.</b> Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs	<b>14</b>
<b>Tableau II.8.</b> Charge permanente et d'exploitation revenant au palier avec dalle pleine	<b>14</b>
<b>Tableau II.9.</b> Évaluation des charges revenant aux volées avec dalle pleine	<b>13</b>
<b>Tableau II.10.</b> Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres	<b>15</b>
<b>Tableau II.11.</b> Descente de charge pour le pot (E3)	<b>16</b>
<b>Tableau II.12.</b> Efforts normaux dans les 2 poteaux (E2) et (E3).	<b>18</b>
<b>Tableau II.13.</b> Vérification des poteaux à la compression simple.	<b>18</b>
<b>Tableau II.14.</b> Vérification des poteaux au flambement.	<b>20</b>
<b>Tableau II.15.</b> Types de poutrelles.	<b>20</b>
<b>Tableau II.16.</b> Diagramme des moments et les efforts tranchants	<b>20</b>
<b>Tableau II.17.</b> Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'action	<b>21</b>
<b>Tableau II.18.</b> Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles	<b>21</b>
<b>Tableau II.19.</b> Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux	<b>24</b>
<b>Tableau II.20.</b> Élément de réduction poutrelle et ferrailage des poutrelles	<b>28</b>
<b>Tableau II.21.</b> Vérification de la flèche	<b>30</b>
<b>Tableau II.22.</b> Schéma de ferrailage des poutrelles	<b>31</b>
<b>Tableau II.23.</b> Ferrailage de la dalle sur trois appuis	<b>34</b>
<b>Tableau II.24.</b> Contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis	<b>34</b>
<b>Tableau II.25.</b> Vérification de la flèche	<b>35</b>
<b>Tableau II.26.</b> ferrailages des dalles pleines de l'étage bureau	<b>36</b>
<b>Tableau II.27.</b> ferrailages des dalles pleines de terrasse inaccessible	<b>37</b>
<b>Tableau II.28.</b> Moments de flexion et ferrailages de la poutre chaînage	<b>39</b>
<b>Tableau II.29.</b> Vérification des contraintes de la poutre chaînage	<b>39</b>

<b>Tableau II.30.</b> Vérification de la flèche	<b>39</b>
<b>Tableau II.31.</b> Charges permanentes et exploitation	<b>40</b>
<b>Tableau II.32.</b> Combinaisons d'action pour le calcul de l'acrotère	<b>41</b>
<b>Tableau II.33.</b> Tableau de ferrailage à L'ELU	<b>46</b>
<b>Tableau II.34.</b> Vérification des contraintes	<b>46</b>
<b>Tableau II.35.</b> Vérification de la flèche	<b>47</b>
<b>Tableau II.36.</b> les efforts interne de la partie 2 de l'escalier	<b>48</b>
<b>Tableau II.37.</b> Résultats de ferrailage de la 2eme partie.	<b>48</b>
<b>Tableau II.38.</b> Vérification de contraintes	<b>48</b>
<b>Tableau II.39.</b> Les résultats de calcule par la méthode de la RDM	<b>49</b>
<b>Tableau II.40.</b> Ferrailage de la poutre brisé en travée et aux appuis	<b>49</b>
<b>Tableau II.41.</b> Vérification de contrainte	<b>51</b>
<b>Tableau II.42.</b> Ferrailage de l'ascenseur.	<b>53</b>
<b>Tableau II.43.</b> Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis	<b>54</b>
<b>Tableau II.44.</b> Evaluation des moments $M_{x1}$ et $M_{y1}$ du système de levage	<b>55</b>
<b>Tableau II.45.</b> évaluations des moments $M_{x2}$ et $M_{y2}$ dus au poids propre de la dalle	<b>56</b>
<b>Tableau II.46.</b> La superposition des moments	<b>56</b>
<b>Tableau II.47.</b> Superposition des moments	<b>56</b>
<b>Tableau II.48.</b> Ferrailage de la dalle de la salle de machine vérification	<b>56</b>
<b>Tableau II.49.</b> Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis	<b>57</b>
<b>Tableau II.50.</b> Calcul des sections d'acier à L'ELS.	<b>57</b>
<b>Tableau.III.1.</b> Valeurs des pénalités	<b>60</b>
<b>Tableau.III.2.</b> Dimensions finales des éléments structuraux.	<b>62</b>
<b>Tableau.III.3.</b> Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	<b>63</b>
<b>Tableau.III.4.</b> Vérification sous charges verticales	<b>64</b>
<b>Tableau.III.5.</b> Vérification sous charges horizontales	<b>64</b>
<b>Tableau.III.6.</b> Vérification de l'effort normal réduit	<b>65</b>
<b>Tableau.III.7.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques	<b>65</b>
<b>Tableau.III.8.</b> Vérification des déplacements.	<b>65</b>
<b>Tableau.III.9.</b> Vérification de l'effet P- $\Delta$	<b>66</b>
<b>Tableau IV.1.</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	<b>67</b>
<b>Tableau IV.1.</b> Sollicitations dans les poteaux.	<b>68</b>
<b>Tableau IV.2.</b> Ferrailage longitudinal des poteaux	<b>69</b>

<b>Tableau IV.4.</b> Calcul des armatures transversales.	<b>70</b>
<b>Tableau IV.5.</b> Vérification des poteaux vis-à-vis du flambement.	<b>70</b>
<b>Tableau IV.6.</b> Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	<b>71</b>
<b>Tableau IV.7.</b> Vérification de poteaux vis-à-vis des sollicitations tangentes	<b>71</b>
<b>Tableau IV.8.</b> Schéma de ferrailage de poteau tous les étages	<b>72</b>
<b>Tableau IV.9.</b> Section minimale des aciers longitudinaux pour les poutres.	<b>73</b>
<b>Tableau IV.10.</b> Enveloppe des maximas des efforts internes dans les poutres PP et PS	<b>74</b>
<b>Tableau IV.11.</b> Ferrailage des poutres PP et PS	<b>74</b>
<b>Tableau IV.12.</b> Vérification des contraintes tangentielles	<b>75</b>
<b>Tableau IV.13.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	<b>76</b>
<b>Tableau IV.14.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton	<b>76</b>
<b>Tableau IV.15.</b> Vérification de la flèche pour les poutres.	<b>76</b>
<b>Tableau IV.16.</b> Les moments résistants dans les poteaux.	<b>77</b>
<b>Tableau IV.17.</b> Les moments résistants dans les poutres.	<b>77</b>
<b>Tableau IV.18.</b> Vérification des moments résistants dans les poutres.	<b>77</b>
<b>Tableau IV.19.</b> Schéma de ferrailage des poutres (PP et PS)	<b>78</b>
<b>Tableau IV.20.</b> Ferrailage du voile $VX1 = VX2 = VX4$ à tous les niveaux.	<b>81</b>
<b>Tableau IV.21.</b> Ferrailage du voile $VX3$ tous les niveaux.	<b>82</b>
<b>Tableau IV.22.</b> Ferrailage du voile $Vx5$ à tous les niveaux.	<b>82</b>
<b>Tableau IV.23.</b> Ferrailage du voile $VX6$ tous les niveaux.	<b>83</b>
<b>Tableau IV.24.</b> Ferrailage du voile $Vy1$ tous les niveaux.	<b>83</b>
<b>Tableau IV.25.</b> Ferrailage du voile $V 2 = Vy3$ à tous les niveaux.	<b>84</b>
<b>Tableau IV.26.</b> Ferrailage du voile $Vy4 = Vy5$ à tous les niveaux.	<b>84</b>
<b>Tableau V.1.</b> Section d'armateur du radier	<b>91</b>
<b>Tableau V.2.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS	<b>92</b>
<b>Tableau V.3.</b> Section d'armateur du radier à l'ELS	<b>92</b>
<b>Tableau V.4.</b> Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens	<b>94</b>
<b>Tableau V.5.</b> Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens	<b>95</b>
<b>Tableau V.6.</b> Résultats de ferrailage des nervures	<b>95</b>
<b>Tableau V.7.</b> Vérification des contraintes à l'ELS	<b>96</b>
<b>Tableau. V.8.</b> Calcul des armatures à l'ELS.	<b>96</b>
<b>Tableau V.9.</b> Tableau de ferrailage de voiles périphériques	<b>99</b>
<b>Tableau V.10.</b> Résultats de calcul et vérification à l'ELS	<b>100</b>

*Liste des figures*

<b>Figure I.1:</b> Diagramme des contraintes du Béton	<b>02</b>
<b>Figure I.2 :</b> Diagramme des contraintes limite du béton	<b>02</b>
<b>Figure I.3 :</b> Diagramme expérimental du l'acier naturel et du l'acier écrouis	<b>03</b>
<b>Figure I.4 :</b> Diagramme contraintes-déformations de calcul	<b>03</b>
<b>Figure II.1 :</b> Disposition des poutrelles dans différents niveaux	<b>06</b>
<b>Figure II.2 :</b> Coupe transversale d'une poutrelle	<b>08</b>
<b>Figure II.3 :</b> Dalle sur 2 appuis	<b>10</b>
<b>Figure II.4 :</b> Dalle sur 3 appuis	<b>10</b>
<b>Figure II.5:</b> Dalle sur 4 appuis	<b>10</b>
<b>Figure II.6:</b> Schéma statique pour volée 1et 3.	<b>11</b>
<b>Figure II.7 :</b> coupe verticale de voile	<b>12</b>
<b>Figure II.8 :</b> Schéma représentatif de l'acrotère.	<b>13</b>
<b>Figure II.9 :</b> La surface afférente sur le poteau E3 au dernier niveau.	<b>16</b>
<b>Figure II.10 :</b> Surface afférent sur le poteau E3 au niveau des étages courants.	<b>16</b>
<b>Figure II.11 :</b> Schéma statique de la poutrelle	<b>22</b>
<b>Figure. II.12.</b> Schéma du ferrailage de la dalle de compression	<b>32</b>
<b>Figure. II.14.</b> Schéma du ferrailage d'uns dalle pleine sur trois appuis	<b>35</b>
<b>Figure. II.15.</b> Schéma statique de la poutre de chaînage.	<b>37</b>
<b>Figure. II.16.</b> Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	<b>40</b>
<b>Figure. II.17.</b> Coupe transversale de l'acrotère.	<b>40</b>
<b>Figure. II.18.</b> Section de l'acrotère à ferrailer	<b>42</b>
<b>Figure. II.19.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère.	<b>44</b>
<b>Figure. II.20.</b> Schéma statique de la partie 1d'escalier.	<b>45</b>
<b>Figure .II.21.</b> Schéma les efforts interne de la partie 1 de l'escalier.	<b>45</b>
<b>Figure II.22.</b> Section d'escalier à ferrailer	<b>45</b>
<b>Figure. II.23.</b> Ferrailage de la partie 1 de l'escalier.	<b>47</b>
<b>Figure. II.24.</b> Schème de ferrailage de la partie 2de l'escalier	<b>48</b>
<b>Figure II.25.</b> Schéma statique de la poutre brisé	<b>48</b>

<b>Figure.26.</b> Charges revenantes à La poutre brisée	<b>49</b>
<b>Figure. II.27.</b> Schéma de ferrailage de la poutre brisée	<b>51</b>
<b>Figure. II.28.</b> Dimensions de l'ascenseur.	<b>52</b>
<b>Figure. II. 29.</b> Représentation de la surface de la charge	<b>54</b>
<b>Figure. II. 30.</b> Schéma de ferrailage dalle machine.	<b>58</b>
<b>Figure III.1.</b> Spectre de réponse sens X-X et Y-Y	<b>62</b>
<b>Figure. III.2</b> Vue en plan la disposition des voile	<b>62</b>
<b>Figure. III.3.</b> 1er mode (translation suivant Y)	<b>63</b>
<b>Figure. III.4.</b> 2émemode (translation suivant X	<b>63</b>
<b>Figure. III.5.</b> 3éme mode (torsion autour de Z)	<b>63</b>
<b>Figure IV.1 :</b> Section d'un poteau	<b>71</b>
<b>Figure IV.2 :</b> Schéma de la Zone nodale	<b>77</b>
<b>Figure IV.3 :</b> Schéma d'un voile pleine	<b>80</b>
<b>Figure IV.4 :</b> Schéma de ferrailage du voile $V_{x2}=V_{x3}$	<b>85</b>
<b>Figure V.1 :</b> Semelle isolée	<b>87</b>
<b>Figure V.2 :</b> Semelle filante	<b>87</b>
<b>Figure V.3 :</b> Ferrailage du radier.	<b>92</b>
<b>Figure V.4 :</b> Schéma de rupture de dalle du radier.	<b>93</b>
<b>Figure V.5 :</b> Charges transmises aux nervures transversales du radier selon X-X	<b>94</b>
<b>Figure V.6 :</b> Schéma de la nervure selon Y-Y	<b>94</b>
<b>Figure V.7 :</b> Schéma des nervures	<b>95</b>
<b>Figure V.8 :</b> Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x	<b>97</b>
<b>Figure V.9.</b> Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y	<b>97</b>
<b>Figure V.10.</b> Répartitions des contraintes sur le mur a ELU et a ELS	<b>98</b>
<b>Figure. V.11.</b> Schéma de ferrailage du voile périphérique.	<b>100</b>

# *Symboles et Notations*

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

**G** : Charges permanentes.

**Q** : Action variables quelconque.

**S** : Action dues à la neige.

**W** : Action dues au vent.

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

**B** : Aire d'une section de béton.

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

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

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

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

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

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

**F** : Force ou action en général.

**I** : Moment d'inertie.

**L** : Longueur ou portée.

**M** : Moment en général.

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

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

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

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

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

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

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

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

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

**N<sub>s</sub>** : Effort normal de service.

**N<sub>u</sub>** : Effort normal ultime.

**N** : Effort normale du aux charges verticales.

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

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

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

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

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

**e**: Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

**f**: Flèche.

**f<sub>ji</sub>** : la flèche correspondant à j.

**f<sub>gi</sub>** : la flèche correspondant à g.

**f<sub>qi</sub>** : la flèche correspondant à q.

**f<sub>gv</sub>**: la flèche correspondant à v.

**Δf<sub>tadm</sub>** : la flèche admissible.

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité.

**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge« j » jours.

**f<sub>tj</sub>**: Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge« j » jours.

**f<sub>c28</sub>** et **f<sub>t28</sub>**:Grandeurs précédentes avec j=28j.

**g**: Densité des charges permanentes.

**h**: Hauteur totale d'une section.

**h<sub>0</sub>** : épaisseur de la dalle de compression.

**h<sub>e</sub>** : hauteur libre d'étage.

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

**j** : Nombre de jours.

**l<sub>f</sub>** : Longueur de flambement.

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

**q**: Charge variable.

**S<sub>t</sub>**: Espacement des armatures transversales.

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

**σ<sub>bc</sub>**: Contrainte de compression du béton.

**Br** : Section réduite.

**C<sub>T</sub>**: coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

**C** : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

**F** : Coefficient de sécurité = 1.5.

**Ht** : Hauteur totale du plancher.

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

**I<sub>ji</sub>** : Moment d'inertie correspondant à j.

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

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

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

$Q$  : Facteur de qualité.

$q_u$ : Charge ultime.

$q_s$  : Charge de service.

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

$l'$  : Longueur fictive.

$L'g$  et  $l'd$  : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

$n$ : Nombre de marches sur la volée.

$R$  : Coefficient de comportement global.

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

$V$  : Effort tranchant.

$W$ : Poids propre de la structure.

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

$\sigma_j$ : Contrainte correspondant à j.

$\sigma_g$ : Contrainte correspondant à g.

$\sigma_q$ : Contrainte correspondant à q.

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

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité.

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

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

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

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

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

$\mu_l$  : Moment réduit limite.

$\mu_u$ : Moment ultime réduit.

$\lambda_i$  : Coefficient instantané.

$\lambda_v$ : Coefficient différé.

$S_r$ : Surface radier ( $m^2$ ) .

$h_t$  : Hauteur de la nervure (cm)

$S_{bat}$  : Surface totale du bâtiment ( $m^2$ ) .

$K_c$  : Coefficient de portance.

# Introduction Générale

# Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction, ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement en respectant les différents code de calcul et de conception des structures du génie civil. notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant que la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Notre travail de fin d'étude vise à mettre en application les connaissances acquises au long de la formation suivie au département Génie Civil de l'Université Abd Rahmane Mira de Bejaia.

Le présent mémoire expose les différentes étapes à suivre pour effectuer une étude de dimensionnement d'un bâtiment en R + 8+ Sous-sol situé à Tazmalt commune Tazmalt Wilaya de BEJAIA.

Cette structure est composée d'un espace bureaux et un sous-sol exploité pour les archives. Ce bâtiment, en raison de sa situation en zone sismique IIa (Wilaya de Bejaia) et de sa hauteur dépassant les 14 m, est contreventé par un système mixte composé de voiles en béton armé et portiques en poteaux-poutres.

Le présent mémoire est organisé comme suit :

- Le premier chapitre est consacré aux généralités de la structure et de son milieu d'implantation ;

- Le deuxième chapitre porte sur le pré-dimensionnement des éléments structuraux ainsi que le calcul des éléments secondaires (plancher, escalier, acrotère)
- Le troisième chapitre traite de la modélisation et de l'étude dynamique du bâtiment Réalisée par le logiciel ETABS V16.
- Le quatrième chapitre présente les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus après modélisation
- Le cinquième et dernier chapitre porte sur l'étude de l'infrastructure.

# Chapitre I

## Généralités

## I.1.Introduction :

Dans ce chapitre on va ressembler quelques connaissances de bases sur les quelles on prendra appui pour l'étude de notre projet, plus une description avec les caractéristiques des matériaux utilisés.

### I.2.Description de l'ouvrage :

Le notre projet qui fait objet de l'étude est structure en béton armé en R+8+sous sol à usage bureautique (service), Le projet sera réalisé à la wilaya de Bejaia qui est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) en zone IIa.

L'ouvrage est classé selon le même règlement en groupe d'usage 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

#### I.2.1.Caractéristiques géométrique de l'ouvrage :

- longueur :  $L=17.4m$
- Largeur :  $L=10.9m$
- Hauteur totale :  $ht=34m$
- Hauteurs des étages :  $h \text{ étage } =3,4m$

#### I.2.2. Données géotechniques du site

D'après les résultats collectés au près du bureau d'études techniques, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- La contrainte admissible à adopter est estimée à **2.5 bars**.
- Les caractéristiques mécaniques des sols en place :  $C=2.1 \text{ bars}$ ,  $\varphi =20.81^\circ$ ,  $\gamma_h=20 \text{ KN/m}^3$  et encrage a partir de **5.5m**.
- le site se trouve dans une zone de moyenne sismicité IIa.
- le site est de catégorie S2, qui concerne les sols ferme.
- l'ouvrage est classé dans le groupe 2.

## I.3. Caractéristiques des matériaux

### I.3.1. Béton

Dans les constructions courantes, le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à 28 jours d'âge noté  $f_{c28}$ . Cette résistance  $f_{cj}$  est obtenue par un série d'essais de compression jusqu'à la rupture sur les éprouvettes cylindrique normalisée

Pour  $1m^3$  de béton courant dosé à 350 kg de ciment .La résistance moyenne  $f_{c28}$  comprise entre 22 et 25 MPA. On prend  $f_{c28} =25 \text{ MPa}$ .

Une résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie selon le BAEL par les relations

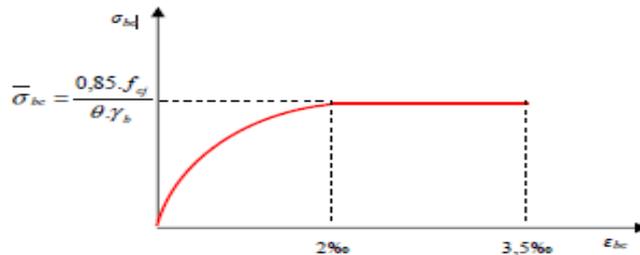
$$f_{tj} = 0.6+0.06f_{c28} \longrightarrow \text{Si } f_{c28} \leq 60\text{MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28}=25\text{Mpa} \longrightarrow f_{t28} = 2.1\text{Mpa}.$$

**a) Contraintes limites**

- **Etat limite ultime**
- ✓ **Contrainte ultime de compression**

On utilise dans les calculs les diagrammes parabole rectangle suivantes  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$



**Figure I.1:** Diagramme des contraintes du Béton.

$f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton en compression

$\gamma_b$  : Coefficients de sécurité du béton

- $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ pour les situations durables} \implies f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ pour les situations accidentelles} \implies f_{bu} = 18.48 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

$\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement  $\theta = 1$  pour la durée  $> 24h$

✓ **Contrainte ultime de cisaillement**

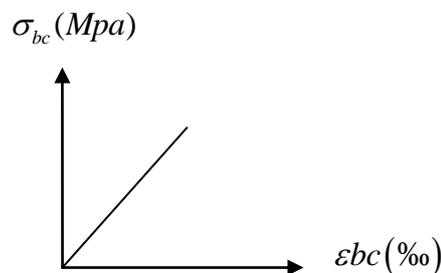
La contrainte ultime de cisaillement est limitée par  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right] = \min [3.33 ; 5 \text{MPa}] = 3.33 \text{MPa} \dots$  pour la fissuration peu nuisible

$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right] = \min [2.5 ; 4 \text{MPa}] = 2.5 \text{MPa} \dots$  pour la fissuration nuisible

- **Etat limite de service**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité



**Figure I.2 :** Diagramme des contraintes limite du béton

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$  Dans notre cas  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$  donc  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$

**b) Module de déformation transversale G :**

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

Avec :

**E** : module de Young et **ν** : Coefficients de poisson.

$\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).

$\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

**I.3.2 .Acier**

On distingue : Les treillis soudés, Les ronds lisses, Les barres de haute adhérence

Dans notre cas les armatures à haute adhérence sont un acier a FeE400 type 1.

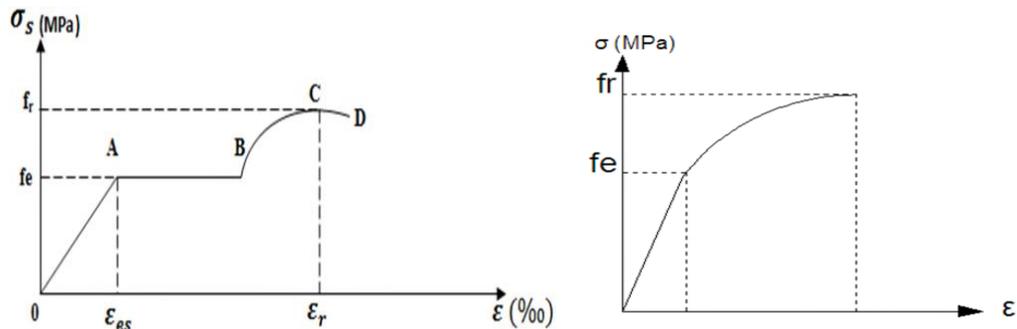
**a) Résistance caractéristique de l'acier**

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $f_e = 400$  MPa

**b) Contraintes limites**

✓ **Diagramme contrainte déformation**

$\sigma = E_s \times \varepsilon$  Loi de HOOK avec  $E_s$  : module d'élasticité de l'acier avec,  $E_s = 200000$  MPa

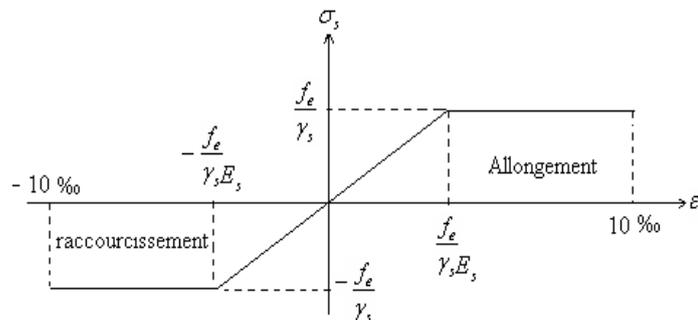


**Figure I.3.** Diagramme expérimental du l'acier naturel et du l'acier écrouis

✓ **Diagramme contrainte déformation de calcul :**

• **Etat limite ultime (ELU):**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la figure suivant :



**Figure. I.4.** Diagramme contraintes-déformations de calcul

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } \begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ Pour les situations accidentelles} & \Rightarrow f_{st} = 400 \text{ Mpa} \\ \gamma_s = 1.15 \text{ Pour les situations durable} & \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ Mpa} \end{cases}$$

**Remarque :** on remarque que d'après le diagramme contrainte déformation de l'acier qu'il existe une symétrie, d'où on constate que l'acier possède une très forte résistance à la compression et à la traction. Alors l'usage des deux matériaux est dû à l'effet économique.

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

Nous avons pour cet état :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \longrightarrow \text{FN}; \quad \bar{\sigma}_s = \min(0.5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \longrightarrow \text{FTN}$$

## I.4. Eléments constitutifs de l'ouvrage

### I.4.1. Les éléments structuraux

#### a) Les poutres

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé de forme rectangulaires ou carré destinés à reprendre les efforts, leurs pré- dimensionnement sont déterminés selon des conditions bien définies. On distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.

#### b) Les poteaux

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

#### c) Les voiles

Ce sont des éléments en béton armé utilisés pour reprendre les efforts sismiques, Ils seront Plan (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

### I.4.2. Les éléments secondaires

#### a) Les planchers

Ce sont des aires- généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, il existe deux types : Les planchers en corps creux, Les planchers en dalles pleines.

### I.4.3. Les éléments de remplissages

#### a) Les murs extérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois dont l'épaisseur (10+10) cm séparées par une lame d'air d'épaisseur 10cm pour l'isolation thermique et phonique.

#### b) Les murs intérieurs

Sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10 cm leurs fonctions

principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique.

### c) Les revêtements

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- du carrelage de 2 cm pour les planchers courants.
- de l'enduit de ciment pour les murs intérieurs et les plafonds

## I.5. Actions sollicitations de calcul

On appelle action, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, on distingue :

### a) Les Actions Permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- Le poids propre des éléments de la structure ;
- Le poids des revêtements et cloisons ;
- Le poids de poussée des terres et des liquides.

### b) Les Actions Variables (Q)

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitations appliquées au cours d'exécution ;
- Effet de la température ;
- Charges climatiques (vent, neige) ;
- Charge non permanente appliquées au cours de l'exécution.

### a) Les Actions Accidentelles

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est courte on peut citer : Explosions, Séismes, Chocs, ...

## I.6. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- DTR BC 2.41 : Règles de Conception et de Calcul des Structures en béton armé
- CBA93 Code de béton armé (CBA93).
- DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation.
- DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.
- Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

## I. 7. Hypothèses de calcul aux états limites

### I.7.1. Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2)

- les sections droites restent planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

Le diagramme contrainte déformation ( $\sigma; \varepsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

### **I.7.2. Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5)**

Conservation des sections planes.

Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

La résistance à la traction du béton est négligée.

Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

# Chapitre II

Pré dimensionnement  
des éléments et

Etude des éléments  
secondaires

## II.1. Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse au pré dimensionnement des éléments de la structure en respectant les règlements de (RPA99, Le CBA93, Le BAEL91) afin d'assurer une bonne résistance de l'ensemble de la construction, ainsi que on s'intéresse à l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement.

## II.2. Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

### II.2.1. Les éléments secondaires

#### II.2.1.1. Plancher

##### a) Planchers corps creux

La hauteur de planche ( $h_t$ ) est déterminée à partir de la condition de la flèche D'après le

$$CBA\ 93 : h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

$L_{\max}$  : distance maximale entre nus d'appuis du sens de la disposition des Poutrelles.

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, poutrelles et la dalle de la compression.

Dimensionnement de ce type revient à déterminer sa hauteur ( $h = h_{cc} + h_{dc}$ )

##### ✓ La disposition des poutrelles

Les poutrelles sont disposées parallèlement aux petites travées. Les schémas de disposition dans les différents niveaux sont présentés sur les figures suivantes :

##### + Tous les étages

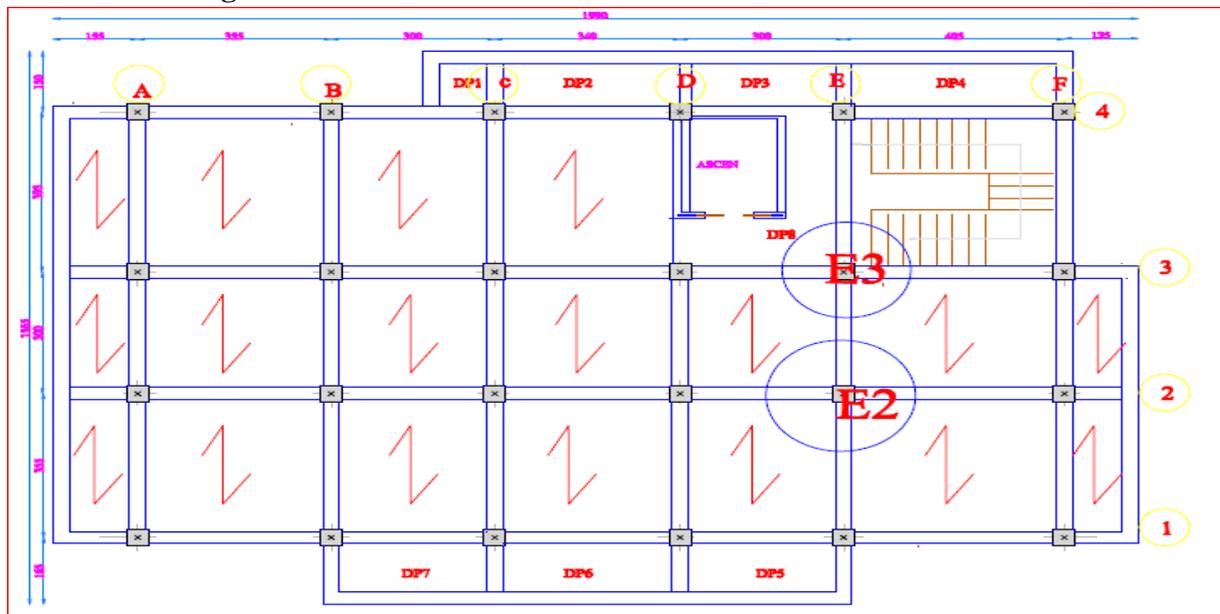


Figure. II.1. Disposition des poutrelles dans différents niveaux

A partir de la figure. II.1 :

$$L_{\max} = 3.95 - 0.3 = 3.65m$$

$$h_t \geq \frac{365}{22.5} = 16.22cm$$

On prend  $h_t = 20$  cm soit un plancher (16+4) cm

✓ **Prés dimensionnement des poutrelles**

Les poutrelles supportent le plancher et transmettent les charges à la structure porteuse Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression)

$b$  : Largeur efficace

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

$l_x$  : 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 :

On a  $h_t = 20$  cm;  $h_0 = 4$  cm

$$0.4 \times h_t \leq b_0 \leq 0.6 \times h_t \rightarrow 8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12 \text{ cm}$$

Soit :  $b_0 = 10$  cm

$$l_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} \quad , \quad l_{y \min} = 300 - 30 = 270 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27.5 \text{ cm} ; 27 \text{ cm}) \rightarrow \text{Ce qui donne } b = 60 \text{ cm}$$

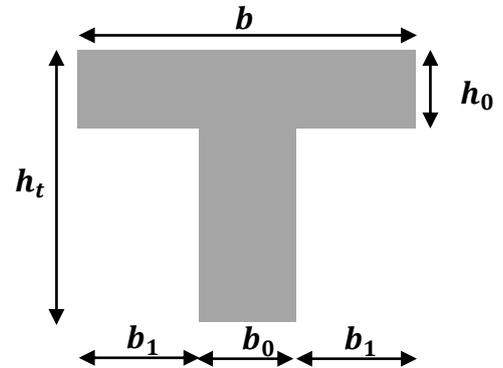


Figure. II.2 : Coupe transversale d'une poutrelle

**b) Plancher à dalle pleine**

Les plancher à dalle pleine sont constitués d'une dalle pleine en béton armé qui repose sur un Système de poutre orthogonale (dans les deux sens) .son pré dimensionnement dépend de deux Critère :

**1-Critère de résistance :**

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul appui}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur quatre ou 3 ou 2 appuis } \perp \text{ appuis avec } \rho < 0,4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois ou 4 appuis ou 2 appuis } \perp \text{ avec } \rho \geq 0,4$$

$$\frac{l_x}{30} \leq e \leq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur 2 appuis parallèles}$$

$l_x$  : est la plus petite portée

$l_y$  : les plus grands portés (entre nus d'appuis) du panneau de dalle.

**2-Résistance au feu**

$e = 7$  cm pour une heure de coupe-feu.

$e = 11$  cm pour deux heures de coupe-feu.

$e = 14$  cm pour quatre heures de coupe-feu.

(CBA93).

A coté de ces deux critère, le CBA93 exige de tenir compte du facteur d'isolation phonique ou une épaisseur de dalle de 14 cm semble une limite minimale à considérer.

Les différents types des panneaux de dalles de notre structure sont représentés sur les

Figures II.3, II.4 et II.5

✓ Dalle sur deux appuis

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,17}{1,35} = 0,87 > 0,4 \rightarrow \begin{cases} \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ e = 3cm \end{cases}$$

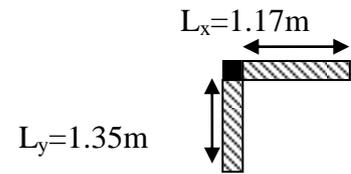


Figure II.3. Panneau de dalle D1

✓ Dalle sur trois appuis

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,35}{3,75} = 0,36 > 0,4 \rightarrow \begin{cases} \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ e = 4cm \end{cases}$$

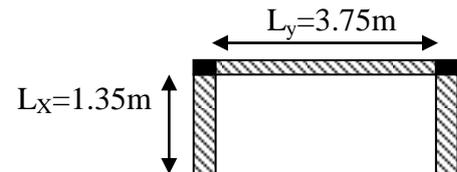


Figure II.4. Panneau de dalle D4

✓ Dalle sur quatre appuis (Dalle ascenseur)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,7}{3,65} = 0,74 > 0,4 \rightarrow \begin{cases} \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ e = 6,5cm \end{cases}$$

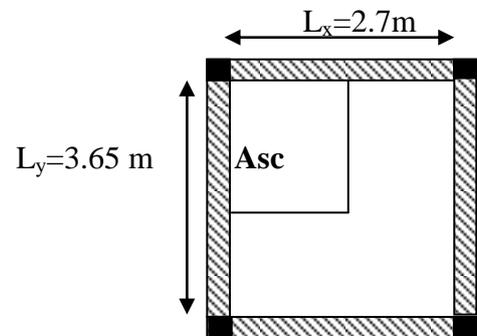


Figure II.5. Panneau de dalle D8

Les différentes dimensions des dalles pleines sont données dans le tableau II.1

Tableau II.1. Dimensionnement de dalles pleines

Panneau	Lx (m)	Ly (m)	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	e ≥ (cm)	e adoptée (cm)
D1	1.17	1.35	0.87	3	15
D2	1.35	3.1	0.44	3	15
D3	1.35	2.7	0.5	3	15
D4	1.35	3.75	0.36	4	15
D5	1.5	2.7	0.56	3.5	15
D6	1.5	3.1	0.48	3.5	15
D7	1.5	2.7	0.56	3.5	15
D8	2.7	3.65	0.74	6.5	15

II.2.1.2. Les escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place, Dans notre structure on a un seul type d'escalier.

1<sup>er</sup> volée et volée 3

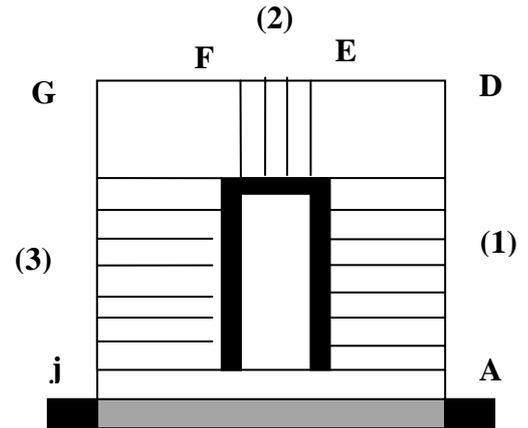
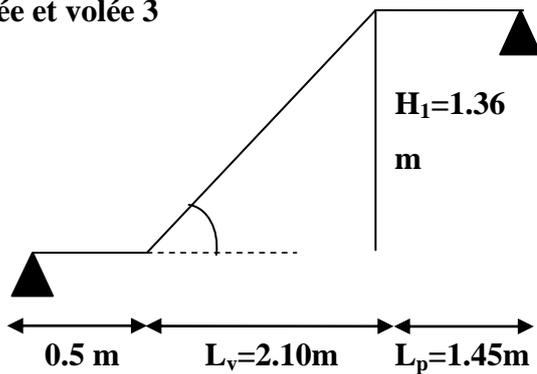


Figure II.6. Schéma statique pour volée 1 et 3

Pour que escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivant :

- la hauteur des contremarches(h) se situe entre 14 et 18 cm.
- le giron (g), se situe entre 25 et 32 cm.

la formule de blondel vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron qui est donnée par :  $59 \leq 2h + g \leq 64$

n=nombre de contre marche  
 $g = L_0 / (n - 1) = 210 / (8 - 1) = 30 \text{ cm}$   
 $H_1 = 8 \times 0,17 = 1,36$

Donc on prend un giron  $g = 30 \text{ cm}$ , d’où la formule de BLONDEL est Vérifiée Angle de raccordement  $\alpha$

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H_1}{l_0} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{136}{210} \right) = 32,93^\circ$$

✓ **Epaisseur de la paillasse (e)**

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \\ e_p \geq 11 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ pour 2 heures de coupe-feu.} \end{cases}$$

Avec :  $L = L_v + L_p = \sqrt{1,36^2 + 2,1^2} + 0,5 + 1,45 = 4,45 \text{ m}$  la longueur développée.

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \rightarrow 14,83 \text{ cm} \leq e_p \leq 22,25 \text{ cm} \quad \text{on prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

2<sup>ème</sup> volée

De la même procédure on trouve :

$g = 30 \text{ cm}$  ;  $H_2 = 0,68 \text{ m}$  ;  $h = 17 \text{ cm}$  ;  $L = 2,453 \text{ m}$  ;  $e = 15 \text{ cm}$   
 $\alpha_1 = 37,07^\circ$

II.2.2. Les éléments principaux

II.2.2.1. Les poutres :

La hauteur des poutres est déterminée par la condition suivante :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

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

h: hauteur de la poutre.

**a) Poutres Principales (PP)**

On suppose des poteaux de 40×40) cm<sup>2</sup>.

$$L_{max} = 4.05 - 0.4 = 3.65 \text{ m}$$

Donc:  $24.5 \text{ cm} \leq h \leq 36.5 \text{ cm}$  On prend ;  $h = 35 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h / b = 1.1 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**b- les poutres secondaires (PS)**

Elles sont parallèles aux poutrelles.

L<sub>max</sub>: portée maximale entre nus d'appuis (L<sub>max</sub>= 355cm)

Donc :  $23.66 \text{ cm} \leq h \leq 35.5 \text{ cm}$ .

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

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

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h / b = 1.1 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**II.2.2.2.Les voiles**

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

$$e > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots (1).$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} \dots\dots\dots (2).$$

$$- L > 4 \times e \dots\dots\dots (3).$$

Avec :

h<sub>e</sub> : Hauteur libre du voile.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

$$h_e = 340 - 35 = 305$$

Ce qui donne e=13.86 cm, on prend e=20cm

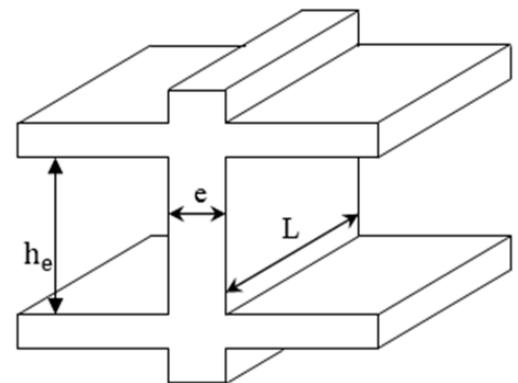


Figure II.7.coupe verticale de voile

**II.2.2.3.L'acrotère**

L'acrotère est un élément non structurant, elle sera calculé comme une console encastré au niveau du plancher terrasse qui est la section la plus dangereuse ; se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. D'après se disposition l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charge : son poids propre (G) ; une force latérale due à l'effort (FP) : et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

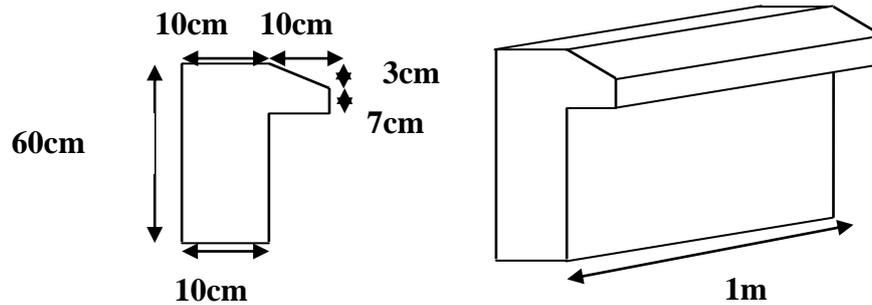


Figure. II.8. Schéma représentatif de l'acrotère

### II.2.2.4. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre aux critères et les recommandations du RPA99V2003.

Les sections supposées des poteaux sont :

Tableau II.2. Section préalable des poteaux

Etage	Ss sol	RDC	1 <sup>ère</sup> et 2	3 <sup>ème</sup> et 4	5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup>	7 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup>
Section cm <sup>2</sup>	50X50	45X50	45X45	40X45	40X40	35X40	35X35	30X35

#### II.2.2.4.1. Évaluation des charges et surcharge

Tableau II.3. Évaluation des charges revenant au plancher courant avec corps creux

N°	Couche des matériaux	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids surfacique (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	2.80
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge permanent G				5.32
Q étages bureau				2.50

Tableau II.4. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible avec corps creux

N°	Couche des matériaux	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids surfacique (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	Corps creux	/	0.16+0.04	2.80
5	Isolation thermique	4	0.04	0.16
6	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge permanent G				6.44
charge d'exploitation Q				1

**Tableau II.5.**Évaluation des charges revenant au panneau courant avec dalle pleine

N°	Couche des matériaux	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>3</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	0.02	0.36
Charge permanent G				5.27
Charge d'exploitation Q				2.5

**Tableau II.6.** Évaluation des charges revenant au panneau terrasse inaccessible avec dalle pleine

N°	Couche des matériaux	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids surfacique (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	0.12	3
5	Isolation thermique	4	0.04	0.16
6	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge permanent G				6.64
charge d'exploitation Q				1

**Tableau II. 7.** Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

N°	Couche des matériaux	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
2	Brique creuses	9	0.1	0.9
3	Brique creuses	/	0.15	1.3
4	L'âme d'aire	/	0.05	/
5	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge permanent G				2.83

**Tableau II.8.** Charge permanente et d'exploitation revenant au palier avec dalle pleine

N°	Couche des matériaux	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	Epaisseur (m)	Poids surfacique (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	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
5	Lit de sable	18	0.02	0.36
Charge permanent G				5.27
Charge d'exploitation Q				2.5

**Tableau II.9.**Évaluation des charges revenant aux volées avec dalle pleine

N°	Couche des matériaux		Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	épaisseur (m)	Volée 1	Volée 2	Volée 3
1	Dalle pleine		25	0.15/cos(α)	4.47	4.69	4.75
2	Carrelage	Horizontal	20	0.02	0.40	0.40	0.40
		Vertical	20	0.02h/g	0.23	0.23	0.25
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0.02	0.4	0.4	0.4
		Vertical	20	0.02h/g	0.23	0.23	0.23
4	Enduit de ciment		18	0.02/cos(α)	0.43	0.45	0.43
5	Poids des marches		22	h/2	1.87	1.87	1.87
Charge permanent G <sub>v</sub> (KN/m <sup>2</sup> )					8.03	8.27	8.03
Charge d'exploitation Q(KN/m <sup>2</sup> )					2.5		

**II.2.2.4.2.Décence des charges**

La descente de charge est effectué pour deux poteaux E2 et E3 (figure II.1) qui nous semblent être

Les plus chargés, comme le bâtiment est à usage bureautique le DTR exige d'appliquer la de la loi dégression sur la surcharge Q.

✓ **La loi de dégression des charges:**

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes (à partir du haut du bâtiment) :

Sous le 8ème étage : Q<sub>0</sub> + Q<sub>1</sub>

Sous le 7ème étage : Q<sub>0</sub> + 0,95(Q<sub>1</sub> + Q<sub>2</sub>)

Sous le 6ème étage : Q<sub>0</sub> + 0,90(Q<sub>1</sub> + Q<sub>2</sub> + Q<sub>3</sub>)

Sous le 5ème étage : Q<sub>0</sub> + 0,85(Q<sub>1</sub> + Q<sub>2</sub> + Q<sub>3</sub> + Q<sub>4</sub>)

Sous le 4ème étage : Q<sub>0</sub> + 0,80(Q<sub>1</sub> + Q<sub>2</sub> + Q<sub>3</sub> + Q<sub>4</sub> + Q<sub>5</sub>)

Sous les étages inférieurs (pour n ≥ 5) : Q<sub>0</sub> + (3 + n)/(2 \* n)

n : numéro d'étage

$Q_i = Q \times S_{\text{afférente}}$

D'après l'analyse des plans on constate que les poteaux les plus sollicités sont E3 (poteau associer à la cage d'escalier) et le poteau E2

✓ **Poids des poteaux supposés**

**Tableau II.10.**Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Niveau	Dimensions (b × h) cm <sup>2</sup>	Poids propre G (KN)
Sous Sol	50X50	21.25
RDC	45X50	19.13
Etage 1et 2	45X45	17.21
Etage 3et 4	40×45	15.3
Etages 5	40X40	13.6
Etages 6	35X40	11.9
Etages 7	35X35	10.41
Etages 8	30X35	8.93

✓ **Remarque**

La descente de charge sera détaillée pour le poteau (E3) et nous donnerons le résultat Final le Poteau E2.

**Descente de charge pour le poteau (E3)**

**a) Plancher étage 08 (terrasse inaccessible)**

**1-La surface afférente:**

$S1=2.47m^2$ ;  $S2=3.44m^2$ ;  $S3=1.822m^2$ ;  $S4=2.54$

**2-Poids de le plancher:**

$G_{Cc}=6.44KN$  ;  $Q_{ti}=1KN$  ,  $G_{dp}=6.64KN$

$G_{ti}= G_{dp} \times S1 + G_{Cc} \times (S2+S3+S4) =66.64 KN$

$Q_{ti}= Q_{ti} \times Stot = 1 \times 10.27=10.27 KN$

**3-Poids des poutres :**

$P_p = 0.35 \times 0.3 \times 3.23 \times 25 = 8.48KN$

$P_s = 0.35 \times 0.3 \times 3.18 \times 25 = 8.35KN$

**4-Poids des murs (double cloison).**

$P_{Et8} = 16.18KN$

**b) Plancher étage Sous sol à 7<sup>eme</sup> étage**

**1-La surface afférent:**

$S1= 2.22m^2$  ;  $S2= 2.3m^2$  ;  $S3=1.822m^2$ ;  
 $S4= 2.54m^2$  ,  $S5=0.64cm^2$

**2-Poids de le plancher:**

$G_p = G_{dp} \times S1 + G_{cc} \times (S3 + S4) = 34.9KN$

$G_{escalir} = G_p \times S5 + G_v \times S2 = 21.84KN$

$Q_p = Q_{pl} \times (S1 + S3 + S4) = 16.46KN$

$Q_{escalir} = Q_p \times S1 + Q_v \times S2 = 7.35KN$

**3-Poids des poutres :**

$P_p = 0.35 \times 0.3 \times 3.23 \times 25 = 8.48KN$

$P_s = 0.35 \times 0.3 \times 3.18 \times 25 = 8.35KN$

**4-Poids des murs (double cloison).**

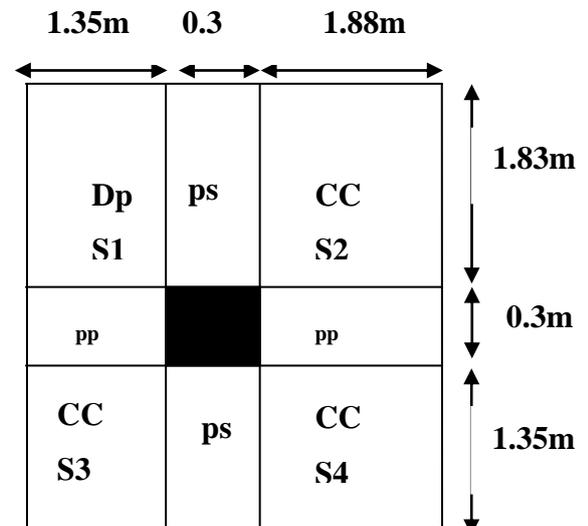
$P_{Et rdc,1,2} = 15.54KN$  ;  $P_{Et 3,4,5} = 15.54KN$  ;

$P_{Et 6,7} = 15.97KN$  ;

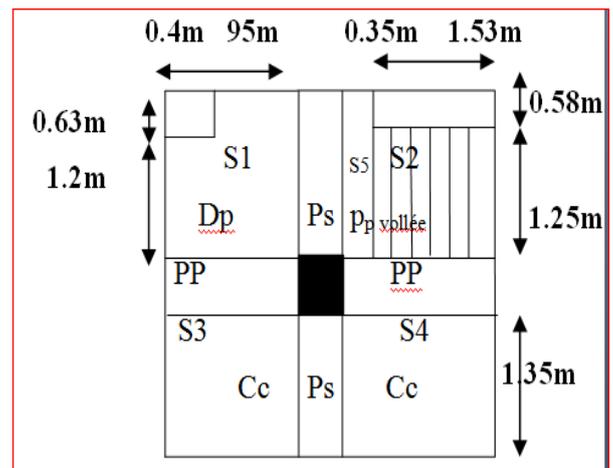
Les résultats de la descente de charge pour les poteaux (E3) sont représenté sur le tableau suivant :

**Tableau II. 11.** Descente de charge pour le pot (E3)

Etage	Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
Etage 08	N0	plancher	66.64	10.27
		poutres	16.83	
		poteaux	8.93	
	Somme		92.4	10.27
Etage 07	N1	venant de N0	92.4	
		plancher	34.9	
		poutres +mur	33.01	
		poteau	10.41	



**Figure II.9.**La surface afférente de l'étage08



**Figure II.10.**La surface afférente de sous sol à 7<sup>eme</sup> étage

		Escalier	21.84	
	Somme		192.56	34.45
Etage 06	N2	venant de N1	192.56	
		plancher	34.9	
		poutres +mur	32.8	
		poteau	11.9	
		Escalier	21.84	
Somme		294	56.21	
Etage 05	N3	venant de N2	294	
		plancher	34.9	
		poutres +mur	32.8	
		poteau	13.6	
		Escalier	21.84	
Somme		397.14	75.56	
Etage 04	N4	Venant de N3	397.14	
		Plancher	34.9	
		Poutres+mur	32.59	
		Poteau	15 .3	
		Escalier	21.84	
Somme		501.77	92.48	
	N5	Venant de N4	501.77	
		Plancher	34.9	
		Poutres+mur	32.59	
		Poteau	15 .3	
		Escalier	21.84	
Somme		606.4	106.99	
Etage 02	N6	Venant de N5	606.4	
		Plancher	34.9	
		Poutres+mur	32.59	
		Poteau	17.21	
		Escalier	21.84	
Somme		712.94	119.08	
Etage 01	N7	Venant de N6	712.94	
		Plancher	34.9	
		Poutres+mur	32.37	
		Poteau	17.21	
		Escalier	21.84	
Somme		819.26	131 .13	
Etage RDC	N8	Venant de N7	819.29	
		Plancher	34.9	
		Poutres+mur	32.37	
		Poteau	19.13	
		Escalier	21.84	
Somme		927.5	143.26	
		Venant de N8	927.5	

Etage Sous sol	N9	Plancher	34.9	
		Poutres+mur	32.15	
		Poteau	21.25	
		Escalier	21.84	
	Somme	1037.64	155.35	

**II.2.2.4.3.Calcul de l’effort normal ultime**

La base de poteau E3 on a :

$N_G = 1037.64 \text{ KN}$  et  $N_Q = 155.35 \text{ KN}$

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1037.64 + 1.5 \times 155.35 = 1633.84 \text{ KN}$

**Pour le poteau E2 nous avons trouvé de manière analogue :**

$N_G = 836.33 \text{ KN}$  et  $N_Q = 154.11 \text{ KN}$

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 836.33 + 1.5 \times 154.11 = 1360.21 \text{ KN}$

**Récapitulation des résultats dans le tableau suivant :**

**Tableau II.12.** Efforts normaux dans les 2 poteaux (E2) et (E3).

Poteau	NG(KN)	NQ(KN)	NU(KN)
Poteau E3	1037.64	155.35	1633.84
Poteau E2	836.33	154.11	1360.21

**Le poteau le plus sollicité est le poteau E3**

D’après le BAEL 91 l’effort  $N_u$  doit être majorée de :

- 10%.....Poteaux internes voisins de rive dans le cas d’un bâtiment comportant au moins 3 travée.
- 15%.....Poteaux centraux dans le cas d’un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique à plus de deux travées, donc l’effort  $N_u$  sera majorée de 10%

$N_u = 1.1 N_u^* = 1.1 \times 1633.84 = 1797.22 \text{ KN}$ .

**II.2.2.4.4.Vérifications nécessaires**

**a) Vérification à la compression simple**

**Exemple de calcul (à la base de poteau E3) figure.II.1**

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

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

$$B \geq \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{1797.22 \times 10^{-3}}{14.2} \rightarrow B \geq 0.127 \text{ m}^2$$

Donc :  $B = 0.25 \text{ m}^2 > 0.127 \text{ m}^2$  .....Condition vérifiée

Ce tableau résume les vérifications à la compression simple à tous les niveaux du poteau (E3) :

**Tableau II.13.** Vérification des poteaux à la compression simple.

Poteaux	Section (Cm <sup>2</sup> )	G(KN)	Q(KN)	N <sup>*</sup> <sub>u</sub> (KN)	B (m <sup>2</sup> )	B <sub>cal</sub> (m <sup>2</sup> )	Observation B>Bcal
Sous solo	50X50	1037.64	155.35	1797.22	0.25	0.1265	Vérifiée
RDC	45X50	927.5	143.28	1613.75	0.225	0.1136	Vérifiée

1 <sup>ère</sup> étage	45X45	819.26	131.18	1433.05	0.2025	0.1009	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	45X45	712.94	119.08	1255.2	0.2025	0.0884	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	40X45	606.4	106.99	1077.04	0.18	0.0758	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	40X45	501.77	92.48	897.72	0.18	0.0632	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	40X40	397.14	75.56	714.43	0.16	0.0503	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	35X40	294	56.21	529.34	0.14	0.0373	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	35X35	192.56	34.45	342.79	0.1225	0.0241	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	30X35	92.4	10.27	154.17	0.105	0.0109	Vérifiée

**b) Vérification au flambement :**

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

$$N_u \leq \alpha \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93 (Article B.8.4.1)}$$

Avec :

Br. : Section réduite du béton.

As : Section des armatures.

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

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

Tel que :  $l_f = 0,7 \times L_0$

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

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

$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = 0,144 \text{ m}$  : rayon de giration

$L_0 = 3,4 \text{ m}$  ;  $l_f = 2,14 \text{ m}$

$\lambda = 14,86 < 50$  donc:  $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 (\lambda / 35)^2} = 0,82$

On a

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u^*}{\alpha (f_{c28} / (0,9 \times \gamma_b) + f_e / (100 \times \gamma_s))} = 0,099 \text{ m}^2$$

Or dans notre cas,  $B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0,2304 \text{ m}^2$

$B_r = 0,230 \text{ m}^2 > 0,099 \text{ m}^2$  .....Condition vérifiée

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

Ce tableau résume les vérifications aux flambements à tous les niveaux du poteau (E3) :

**Tableau II. 14** Vérification des poteaux au flambement

$\alpha$ Niveau	Section (Cm <sup>2</sup> )	I cm <sup>2</sup>	$\alpha$	N <sub>u</sub> * (KN)	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>cal</sub> (m <sup>2</sup> )	Observation B>Bcal
Sous solo	50X50	5.21x10 <sup>-3</sup>	0.82	1797.22	0.25	0.0994	vérifiée
RDC	45X50	4.59x10 <sup>-3</sup>	0.82	1613.75	0.225	0.089	vérifiée
1 <sup>ère</sup> étage	45X45	3.42x10 <sup>-3</sup>	0.81	1433.05	0.2025	0.080	vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	45X45	3.42x10 <sup>-3</sup>	0.81	1255.2	0.2025	0.070	vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	40X45	3.04x10 <sup>-3</sup>	0.81	1077.04	0.18	0.060	vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	40X45	3.04x10 <sup>-3</sup>	0.81	897.72	0.18	0.050	vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	40X40	2.13x10 <sup>-3</sup>	0.8	714.43	0.16	0.0405	vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	35X40	1.87x10 <sup>-3</sup>	0.8	529.34	0.14	0.030	vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	35X35	1.25x10 <sup>-3</sup>	0.79	342.79	0.1225	0.020	vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	30X35	1.07x10 <sup>-3</sup>	0.79	154.17	0.105	0.009	vérifiée

**II.3. Etude des plancher à corps creux**

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

Le calcul sera fait pour les poutrelles et la dalle de compression.

**II.3.1. Les différents types des poutrelles**

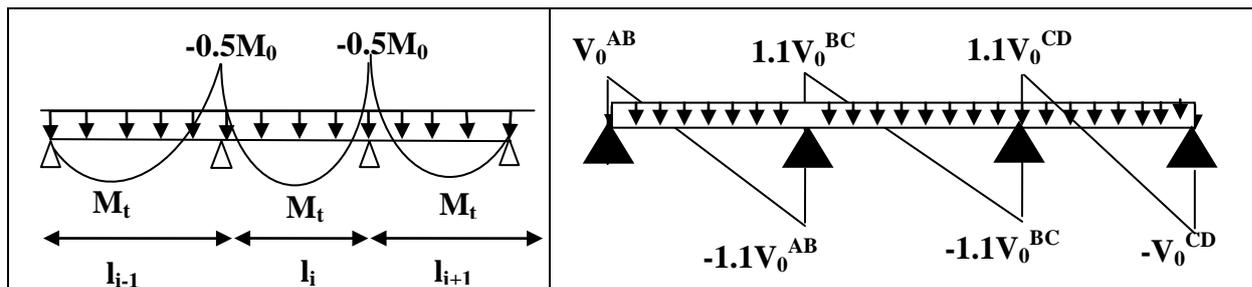
On a résumé les différents types des poutrelles (représente dans la fig. II.1) dans le tableau II.15

**Tableau. II.15.** Types de poutrelles.

	Types	Schéma statique
Plancher bureaux et plancher terrasse inaccessible	Type 1	
	Type 2	

**Tableau. II.16.** Diagramme des moments et les efforts tranchants

Diagramme des moments	efforts tranchants.



**II.3.2. Calcul des charges revenant aux poutrelles**

Les résultats des calculs à L'ELU et à L'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau II.17.** Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m <sup>2</sup> )		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Plancher bureautique	5,32	2.5	0.65	ELU	$P_u = 1.35G + 1.5Q$ $P_u = 10,932$	$Q_u = P_u \times l_0$ $Q_u = 7.11$
				ELS	$P_s = G + Q$ $P_s = 7,82$	$Q_s = P_s \times l_0$ $Q_s = 5.08$
Plancher terrasse inaccessible	6,44	1	0,65	ELU	$P_u = 1.35G + 1.5Q$ $P_u = 10,194$	$Q_u = P_u \times l_0$ $Q_u = 6,63$
				ELS	$P_s = G + Q$ $P_s = 7,44$	$Q_s = P_s \times l_0$ $Q_s = 4,84$

**II.3.3. Méthode de calcul des poutrelles :**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues  
Les méthodes utilisées pour le calcul des poutrelles en béton armé sont :

- ✓ la méthode forfaitaire (Annexe E .2 DE BAEL 91)
- ✓ la méthode de CAQUOT (Annexe E .2 de BAEL91)

➤ **Calcul des sollicitations**

Choix de la méthode de calcul des sollicitations

**Tableau. II.18.** Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de Poutrelles	Les Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Méthode adoptée
Type 2	$Q_{max} = 2.5KN \leq \min(5KN/m^2 ; 2G)$ FPN $0,8 \geq (L_i/L_{i+1}) = 0,76 \leq 1,25$	Méthode Caquot minoré
Types 1	$Q_{max} = 2.5KN \leq \min(5KN/m^2 ; 2G)$ FPN $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) = 1,18 \leq 1,25$ $I = constant$	Méthode de forfaitaire

➤ Pour la poutrelle type 2

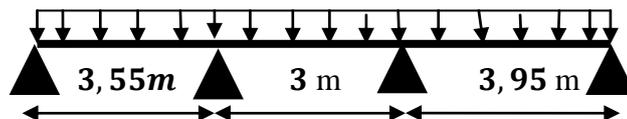
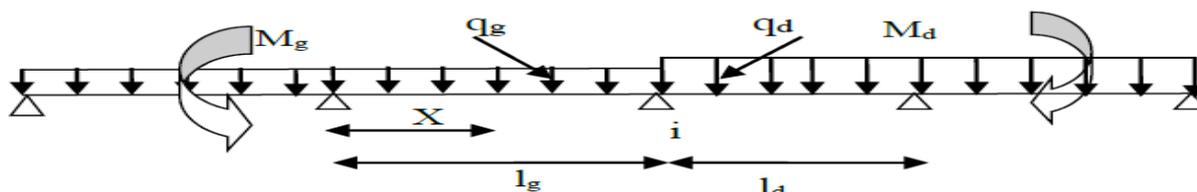


Figure. II.11. Schéma statique de la poutrelle

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant non vérifiées pour le type 1, donc on utilise la méthode de CAQUOT minorée

**Principe de la méthode**

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



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

**Moment en travée**

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

**Moment en appui**

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g + l_d)}$$

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

**Remarque**

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 :

$$M_{a \text{ rive}} = -0,15 M_0 \quad \text{avec : } M_0 = \max (M_{0AB}; M_{0CD})$$

**Application**

$$q_u = (1,35 \times 5,32 + 1,5 \times 2,5) \times 0,65 = 7,11 \text{ KN/m} \quad q_s = (5,32 + 2,5) \times 0,65 = 5,08 \text{ KN/m}$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5,32 = 3,55 \text{ KN/m}^2 \quad q_u' = (1,35 \left(\frac{2}{3} \times 5,32\right) + 1,5 (2,5)) \times 0,65 = 5,55 \text{ KN/m}$$

$$q_s' = \left(\frac{2}{3} \times 5,32\right) + 2,5 \times 0,65 = 3,93 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$\text{On a } M_{0CD} = \frac{q \times l^2}{8} \rightarrow \begin{cases} ELU & M_{CD} = 13.86 \text{ KN.m} \\ ELS & M_{CD} = 9.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des longueurs fictives**

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.55m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 3 = 2.4m$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 3.95m$$

➤ **Moments aux appuis****Appuis de rive**

$$M_{a \text{ rive}} = -0,15 M_0 \quad \text{avec : } M_0 = \max(M_{0AB}; M_{0CD})$$

$$ELU : M_{u \text{ rive}} = -2.08 \text{ KN.m}$$

$$ELS : M_{s \text{ rive}} = -1.48 \text{ KN.m}$$

**Appui intermédiaire**

$$M_{a_i} = -\frac{q_g \times l'_g + q_d \times l'_d}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

**Appuis B**

$$A \text{ l' } ELU : M_B = -\frac{5.55(3.55^3 + 2.4^3)}{8.5(3.55 + 2.4)} = -6,43 \text{ KN.m}$$

$$A \text{ l' } ELS : M_B = -\frac{3.93(3.55^3 + 2.4^3)}{8.5(3.55 + 2.4)} = -4,55 \text{ KN.m}$$

**Appuis c**

$$A \text{ l' } ELU : M_C = -\frac{5.55(2.4^3 + 3.95^3)}{8.5(2.4 + 3.95)} = -7.76 \text{ KN.m}$$

$$A \text{ l' } ELS : M_C = -\frac{3.93(2.4^3 + 3.95^3)}{8.5(2.4 + 3.95)} = -5.94 \text{ KN.m}$$

**Moment en travée****Travée AB**

A ELU

$$x = \frac{3.55}{2} + \frac{-6.43}{7.11 \times 3.55} = 1.52m$$

$$M(1.52) = \frac{7.11 \times 1.52 \times (3.55 - 1.52)}{2} + (-6.43) \times \frac{1.52}{3.55} \rightarrow M_{tAB}^{\max} = 8.22 \text{ KNm}$$

A ELS

$$x = \frac{3.55}{2} + \frac{(-4.55)}{5,08 \times 3.55} = 1.52m$$

$$M(1.52) = \frac{5.08 \times 1.52 \times (3.55 - 1.52)}{2} + (-4.55) \times \frac{1,52}{3.55} \rightarrow M_{tAB}^{\max} = 5.89 \text{ KNm}$$

**Travée BC**

AELU

$$x = \frac{3}{2} - \frac{-6.43 + 7.76}{7.11 \times 3} = 1.44m$$

$$M(1.44) = \frac{7.11 \times 1.44 \times (3 - 1.44)}{2} + (-6.43) \times (1 - \frac{1.44}{3}) + (-7.76) (\frac{1.44}{3}) \rightarrow M_{iBC}^{\max} = 0.92 \text{ KNm}$$

A ELS

$$x = \frac{3}{2} - \frac{-4.55 + 5.49}{5.08 \times 3} = 1.44 \text{ m}$$

$$M(1.44) = \frac{5.08 \times 1.44 \times (3 - 1.44)}{2} + (-4.55) (1 - \frac{1.44}{3}) + (-5.49) (\frac{1.44}{3}) \rightarrow M_{iBC}^{\max} = 0.7 \text{ KNm}$$

**Travée CD**

A ELU

$$x = \frac{3.95}{2} + \frac{7.76}{7.11 \times 3.95} = 2.25 \text{ m}$$

$$M(2.25) = \frac{7.11 \times 2.25 \times (3.95 - 2.25)}{2} + (-7.76) \times (1 - \frac{2.25}{3.95}) \rightarrow M_{iCD}^{\max} = 10.26 \text{ KNm}$$

A ELS

$$x = \frac{3.95}{2} + \frac{5.49}{5.08 \times 3.95} = 2.25 \text{ m}$$

$$M(2.55) = \frac{5.08 \times 2.25 \times (3.95 - 2.25)}{2} + (-5.49) (1 - \frac{2.25}{3.95}) \rightarrow M_{iCD}^{\max} = 7.35 \text{ KNm}$$

**Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions suivantes ;

$$V_{i-1} = qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

$$V_i = -qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

**Travée AB**

A l'ELU

$$V_A = \frac{7.11 \times 3.55}{2} - \frac{6.43}{3.55} = 10.80 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{7.11 \times 3.55}{2} - \frac{6.43}{3.55} = -14.43 \text{ KN}$$

**Travée BC**

$$V_B = \frac{7.11 \times 3}{2} - \frac{-6.43 + 7.76}{3} = 10.22 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{7.11 \times 3}{2} - \frac{6.43 + 7.76}{3} = -10.25 \text{ KN}$$

**Travée CD**

$$V_C = \frac{7.11 \times 3.95}{2} - \frac{(-7.76)}{3.95} = 16 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{7.11 \times 3.95}{2} - \frac{(-7.76)}{3.3} = -12.07 \text{ KN}$$

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans le tableau suivant

**Tableau II.19.** Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux

Désignation	Type de poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		$M_{MAX}^{Appui}$ (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	$V_{MAX}$ (KN)	$M_{MAX}^{Appui}$ (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)
		Rive	Interne			Rive	Interne	
Plancher bureautique	1	-2.08	-7.76	10.26	16	-1.48	-5.49	7.35
	2	-1.68	-6.72	8.29	-14.51	-1.2	-4.8	6.37
Plancher	1	-1.94	-6.63	9.83	14.77	-1.42	-4.81	7.19

terrasse inaccessible	2	-1.57	-6.27	7.83	-13.53	-1.14	-4.57	5.71
-----------------------	---	-------	-------	------	--------	-------	-------	------

**II.3.4.Ferraillage des poutrelles**

On prend comme exemple pour le ferraillage la poutrelle type 1 du plancher étage courant qui est sollicité par les efforts suivants :

$$M_{Travée}^{Max} = 10.26KN.m \qquad M_{Travée}^{Max} = 7.35KN.m$$

$$ELU : M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.48KN.m(Rive) \\ -7.35KN.m(int\ erne) \end{cases} \qquad ELS : M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.08KN.m(rive) \\ -7.76KN.m(int\ erne) \end{cases}$$

$$V^{Max} = 16KN$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

b=60cm; b<sub>0</sub>=10cm; h=16 cm; h<sub>0</sub>=4cm; h<sub>t</sub>=20 cm

**Calcul à L'ELU**

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

Si  $M_u \leq M_{tu}$  la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

Si  $M_u > M_{tu}$  On calcule une section en T.

$M_{TU}$  : Le moment équilibré par la table de compression.

**a) Armatures longitudinales**

**1- Ferraillage en travée**

d=h-c=18cm

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.6 \times 0.04 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.054MN.m$$

$M_{Tu} = 54.53KN.m > M_u = 10.26KN.m \rightarrow$  Calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.26 * 10^{-3}}{0.6 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.037 \quad ; \quad \mu_t = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.037$$

$\rightarrow$  Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \epsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.047 \qquad z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}} = \frac{10.26.10^3}{0.177 \times 348} = 1.67 \text{ cm}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer} \dots \dots \dots (Art A.4.2.1 [1])$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.6 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.3cm^2 \leq A_t^{calculé} \dots \dots \dots Condition vérifiée$$

Soit **3HA10=2.36cm<sup>2</sup>**

**b) Ferrailage en appuis (partie sup)**

**1-Appui de rive**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

On a  $M_a^{riv} = 2.08 \times 10^{-3} \longrightarrow \alpha = 0.058 ; z = 0.176 \text{ m} ; A_a^{riv} = 0.34 \text{ cm}^2 ; A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2$

$A_a^{riv} \geq A_{min} \longrightarrow$  On ferrailer avec A calculé

Soit **1HA10** = 0.79 cm<sup>2</sup>

**2-Appui intermédiaire**

$M_a^{int} = 7.76 \times 10^{-3} \longrightarrow \alpha = 0.233 ; z = 0.163 \text{ m} ; A_a^{int} = 1.47 \text{ cm}^2 ; A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2$

$A_a^{int} \geq A_{min} \longrightarrow$  On ferrailer avec A calculé

Soit **2H10** = 1.57 cm<sup>2</sup>

**Armatures transversales**

Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales est donne par :

$\Phi_t \leq \min \{ h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L \}$

$\Phi_L$  : diamètre minimale des armatures longitudinale ( $\Phi_L = 10 \text{ mm}$ ).

$\Phi_t \leq \min \{ 200 / 35 ; 100 / 10 ; 10 \} = 5.71 \text{ mm}$

On adopte a un étrier  $\Phi 6$ .

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

**II.3.5.Vérifications nécessaires**

**A l'ELU**

**a) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91 A.5.1, 1)**

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (Art A.5.1.2.1.1)}$

$\bar{\tau}_u = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}] = \min [3.33 ; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$

$V_u^{\max} = 16 \text{ KN}$   $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.86 \text{ Mpa}$

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

Donc : pas de risque de rupture par cisaillement.

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$ .

**b) Espacement  $S_t$  : (BAEL91 A.5.1, 23)**

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

1).  $S_{t1} \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq \min (16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 16.2 \text{ cm}$

2).  $S_{t2} \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)}$  ..... (Art A.5.1.2.2)

K=1 : Flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage ;

$\alpha = 90^0$  : Flexion simple (Armatures droites)

$$St_2 \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St_2 = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.86 - 0.3 \times 2.1)} = 79.3 \text{ cm}$$

$$3). St_3 \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St_3 \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 57 \text{ cm}$$

$$St \leq \min(1; 2; 3) = 16.2 \text{ cm}$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales: St = 15cm

**C) Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant  $V_u$**

➤ **Appui de rive**

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \dots\dots\dots \text{BAEL91 (A.5.1, 312)}.$$

$$3.15 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \times 16 \times 10^{-3} = 0.46 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 3.15 \text{ cm}^2 > 0.46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

➤ **Appui intermédiaire**

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \dots\dots \text{BAEL91 (A.5.1, 321)}$$

$$A_t = 2.36 + 1.57 = 3.93 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \times \left( 16 - \frac{7.76}{0.9 \times 0.18} \right) 10^{-3} = -0.92 \text{ cm}^2 < 0$$

Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire car l'effort est négligeable devant le moment.

**D) Cisaillement au niveau de la jonction Table-Nervure :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots (\text{Art A.5.3.2})$

avec :  $b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 25 \text{ cm}$  ,  $\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{0.25 \times 16 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.6 \times 0.04} = 1.028 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

donc pas de reprise à la jonction table-nervurée par cisaillement.

**E) Vérification de la bielle**

$$\alpha \leq \min(0.9 d; \text{largeur de l'appui-4cm}) \rightarrow \alpha \leq 0.9 \times 0.18 = 0.162 \text{ m}$$

$$V_u = 16 \text{ KN} \leq 0.267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28} = 108.135 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les résultats obtenu de ferrailage pour les différents poutrelles de plancher sont résumées dans le tableau II.20.

**Tableau. II.20.** Elément de réduction poutrelle et ferrailage des poutrelles

Niveau	Cisaillement MPa	Jonction table nervure MPa	Bielle MPa	Armature longitudinale	
				Appui de rive	Appui intermédiaire
	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$	$V_u \leq 0.267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28}$	$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u$	$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d})$
Terrasse inaccessible	0.82 < 3.33	0.95 < 3.33	14.77 < 108.135	3.15 > 0.42	3.93 > -0.75
Etage bureautique	0.86 < 3.33	1.03 < 3.33	16 < 108	3.15 > 0.46	3.93 > 0.92
Les conditions sont vérifiées					

**à l'ELS**

**a) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible (FPN), donc la vérification n'est pas nécessaire.

**b) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que

En travée :

$$M_{ser} = -7.35 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_t = 2.36 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) > 0 \quad \rightarrow \quad H = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36(18 - 4) = -15.6 \text{ cm}^3 < 0$$

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

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{(Art A.4.5.2 [1])}$$

avec  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ **Calcul de y et I**

$$(b_0 \times y^2) / 2 + [15.A + (b - b_0)h_0] y - \left[ 15.A.d + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} \right] = 0 \Leftrightarrow 5y^2 + 235.4y - 1037.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 275.96 \quad y = 4.05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \left( \frac{b - b_0}{3} \right) \times (y - h_0)^3 + 15A(d - y)^2 = 8217.52 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.35 \times 10^{-3}}{8217.52 \times 10^{-8}} \times 4.05 \times 10^{-2} = 3.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **En appui intermédiaire**

$$M_{ser} = -5.49KN.m \quad ; \quad A_t = 1.57 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) > 0 \quad H = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.57(18 - 4) = 150.3 \text{ cm}^3 > 0$$

⇒ L'axe neutre passe par la nervure, vérification des contraintes pour une section b × h

➤ **Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow 30y^2 + 23.55y - 423.9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 226.76 \quad y = 3.39 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 5892.82 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.49 \times 10^{-3}}{5892.829 \times 10^{-8}} \times 3.39 \times 10^{-2} = 3.16 \text{ MPa}$$

Donc:  $\begin{cases} \sigma_{bc} = 3.16 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \quad \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

➤ **En appui de rive**

$$M_{ser} = -1.42KN.m \quad ; \quad A_t = 0.79 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) > 0 \quad H = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 0.79(18 - 4) = 314.1 \text{ cm}^3 > 0$$

⇒ L'axe neutre passe par la nervure, vérification des contraintes pour une section b × h

**Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow 30y^2 + 11.85y - 213.3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 160.43 \quad y = 2.48 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 3174.89 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.42 \times 10^{-3}}{3174.89 \times 10^{-8}} \times 2.48 \times 10^{-2} = 1.11 \text{ MPa}$$

Donc:  $\begin{cases} \sigma_{bc} = 1.11 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \quad \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

**c) Vérification de la flèche**

➤ **Conditions de la vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivant ne sont pas satisfaites

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \qquad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \qquad l \leq 8m$$

**Données**

$l = 3.95m$   $M_{ts} = 7.35KN.m$

$\frac{0.2}{3.95} = 0.051 > \frac{7.35}{15 \times 9.91} = 0.049$  ..... Vérifiée.

$\frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow$  Non vérifiée donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :  $\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{395}{500} = 0.79 \text{ cm}$$

➤ **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$  ,  $q_{jser} = 0.65 \times 2.8 = 1.82KN / m$   $q'_{jser} = \frac{2}{3} q_{jser} \times 2.8 = 1.213KN / m$

$q_{gser} = 0.65 \times G$   $q_{gser} = 0.65 \times 5.32 = 3.458KN / m$  ,  $q'_{gser} = \frac{2}{3} \times q_{gser} = 2.305KN / m$

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$  ;  $q_{pser} = 0.65 \times (5.32 + 2.5) = 5.083KN/ m$ ;  $q'_{pser} = \frac{2}{3} \times q_{pser} = 3.93KN/ m$

Reprenons l'exemple précédent cité pour lequel nous avons :

$y = 4.05cm$  ;  $I = 8217.75 \text{ cm}^4$  ;  $E_I = 32456.596MPa$  ;  $E_v = 10818.865 \text{ Mpa}$  ;  $A_s = 2.36cm^2$   
 $Y_G = 6.98cm$   $I_0 = 18016.47 \text{ cm}^2$

de la même procédure pour les autres planchers .les résultats obtenus sont dans le tableau. II.21

**Tableau. II.21.Vérification de la flèche**

	Plancher d'étage bureautique	Plancher terrasse inaccessible
$q_{jser}$ (KN/m)	2.8	2.8
$q_{gser}$ (KN/m)	5.32	6.44
$q_{pser}$ (KN/m)	7.82	7.44
$M_{jser}$ (KN.m)	2.75	2.75
$M_{gser}$ (KN.m)	5.23	6.33
$M_{pser}$ (KN.m)	7.36	7.18
$\sigma_{sj}$ (MPa)	70.03	70.04
$\sigma_{sg}$ (MPa)	133.09	161.11
$\sigma_{sp}$ (MPa)	187.25	182.75
$\mu_j$	0.36	0.36

$\mu_g$	0.59	0.65
$\mu_p$	0.69	0.69
$I_{f_{ij}}$ (Cm <sup>4</sup> )	9156.7	9156.7
$I_{f_{ig}}$ (Cm <sup>4</sup> )	6817.7	6418.9
$I_{f_{ip}}$ (Cm <sup>4</sup> )	6162.7	62012
$I_{f_{vg}}$ (Cm <sup>4</sup> )	11243	10890.03
$f_{ji}$ (mm)	1.44	1.44
$f_{gi}$ (mm)	3.69	4.74
$f_{pi}$ (mm)	5.74	5.57
$f_{gv}$ (mm)	6.71	8.45
$f_{gv}$ (mm)	6.71	8.45
$\Delta f$ (mm)	7.31	7.84
$f_{adm}$ (mm)	7.9	7.9

$\Delta f = 0.731cm < \bar{f} = 0.79cm \dots \dots \dots$  la flèche est vérifiée

Tableau. II.22. Schéma de ferrailage des poutrelles

Ferrailages	En travée	Aux appuis de intermédiaires	Aux appuis rives
Etage inaccessible			
Etage bureaux			

**II.3.6. Étude de la dalle de compression**

On a :  $50 \leq l_0 \leq 80 \text{ cm}$      $f_e = 400$

**Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

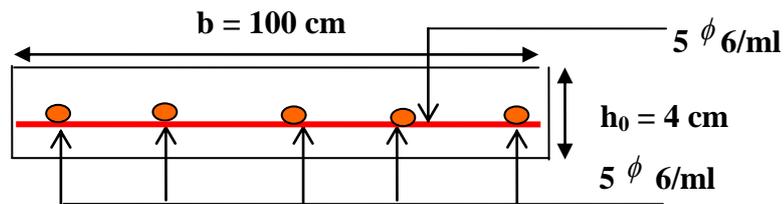
$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Armatures parallèles aux poutrelles**

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

$$A_{//} = 5 \Phi 6 \text{ pm} = 1.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \text{ (CBA93)} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Schéma de ferrailage**



**Figure. II.12.** Schéma du ferrailage de la dalle de compression

**II.4. Étude des dalles pleines**

Les dalles sont des pièces minces et plane, elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

$l_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$l_y$  : la plus grande dimension du panneau.  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ .

Si :  $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant  $l_x$ ).

Si :  $\rho > 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant les deux sens.

**II.4.1. Dalle sur trois appuis (D4)**

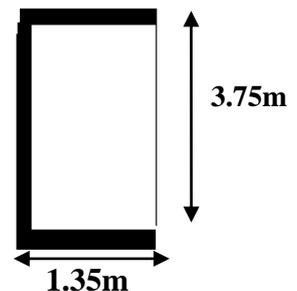
➤ **Evaluation des charges**

$$G = 5.27 \text{ KN} / \text{m}^2, \quad Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On aura donc :

**ELU** :  $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 10.86 \text{ KN}$

**ELS** :  $P_s = G + Q = 7.77 \text{ KN}$



**Figure. II.13.** Dalle pleine sur trois appuis

➤ **Le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.**

$$1) \quad l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$2) \quad l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

**Calcul à l'EL**

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = 19.30 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 4.45 \text{ KN.m} \end{array} \right. , \left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0,85 \times M_{ox} = 16.405 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_{oy} = 3.782 \text{ KN.m} \end{array} \right. , \left\{ \begin{array}{l} M_x^a = -0.4 \times M_x^0 = -7.72 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.5 \times M_y^0 = -2.23 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Ferraillage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de  $(1 \times e) \text{ m}^2$

$$\rho = 0.36 \quad d = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

**Selon Lx**

**En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.068$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.088 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0,4 \times \alpha) \times d_x} = 3.77 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_x^t = 5 \text{ HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

**Espacement ( $S_t$ )**

$$S_t = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$$

**Espacement ( $S_t$ )**

$$S_t = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$$

**En appuis**

**Selon Lx**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.032$$

**En appuis**

**Selon Lx**

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.041 \\ z = 0.128 \\ \Rightarrow A_x^a = 1.74 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1.2 \text{ cm}^2$$

**Selon Ly**

**En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.016$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.02 \\ A_y^t = \frac{M_y^t}{f_{st} \times (1 - 0,4 \times \alpha) \times d_y} = 0.84 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_y^t = 3 \text{ HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

**Espacement ( $S_t$ )**

$$S_t = 100 / 3 = 33.33 \text{ cm}$$

**Espacement ( $S_t$ )**

$$S_t = 100 / 3 = 33.33 \text{ cm}$$

**En appuis**

**Selon Ly**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.093$$

**En appuis**

**Selon Ly**

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.012 \\ z = 0.129 \\ \Rightarrow A_y^a = 0.49 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1.2 \text{ cm}^2$$

soit :  $A_x^a = 4HA8 = 2.01cm^2$

**Espacement ( $S_t$ )**

$S_t \leq \min(3 \times e; 33cm) = 33cm$

$S_t = 100 / 4 = 25cm$

soit :  $A_y^a = 3H18 = 1.51cm^2$

**Espacement ( $S_t$ )**

$S_t \leq \min(4 \times e; 45cm) = 45cm$

$S_t = 100 / 3 = 33.33cm$

**II.4.1.1. Vérification à ELU**

**a) Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 7.33KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.055MPa$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau II.23

**Tableau. II.23.** Ferrailage de la dalle sur trois appuis

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	16.41	3.77	5HA10=3.93 cm <sup>2</sup>
	En appuis	-7.77	1.74	4HA8=52.51 cm <sup>2</sup>
Sens y-y	En travée	3.79	0.84	3HA8=1.51 cm <sup>2</sup>
	En appuis	-2.23	0.49	3HA8=1.51 cm <sup>2</sup>

**II.4.1.2. Vérification à l'ELS**

$$M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = 13.81KN.m \\ M_{oy} = 3.19KN.m \end{array} \right. , \quad M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0,85 \times M_{ox} = 11.74KN.m \\ M_y^t = 0,85 \times M_{oy} = 2.71KN.m \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_x^a = -0.4 \times M_x^0 = -5.52KN.m \\ M_y^a = -0.5 \times M_y^0 = -1.6KN.m \end{array} \right.$$

**a) Etat limite de compression du béton**

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu Préjudiciable. On vérifie Uniquement donc les contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} ; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 ; \quad I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau II.24.

**Tableau. II.24.** Contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis

Le sens	M (KN.m)	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	Observation
Travée xx	11.74	3.33	6742.6	5.86	15	Vérifiée
Appui xx	-5.52	2.51	3844.8	3.61		
Travée yy	2.71	2.21	2996.80	1.99	15	Vérifiée
Appui yy	-1.6	2.21	2996.80	1.18		

**b) Etat limite de déformation**

➤ **Vérification de la flèche**

Sens y-y

$$h / l \geq \max \left( \frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20M_0^y} \right) = 0.04 < 0.042 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{375}{500} = 0.75 \text{ cm}$$

$$y = 2.21 \text{ cm} ; I = 2966.80 \text{ cm}^4 ; E_I = 32456.596 \text{ MPa} ; E_v = 10818.865 \text{ Mpa} ; A_s = 1.51 \text{ cm}^2$$

➤ **Evaluation des moments en travée**

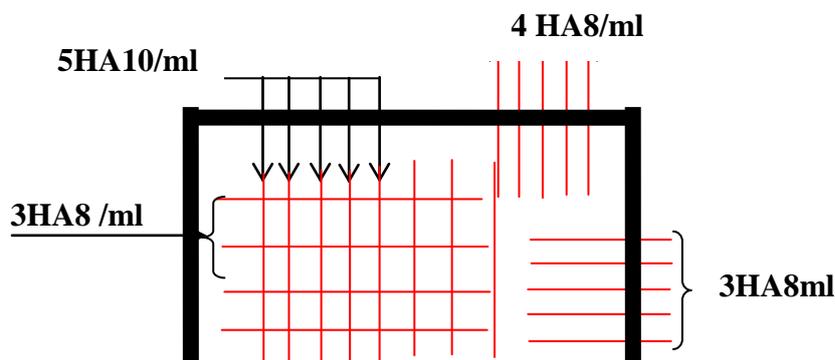
$$q_{jser} = 3.75 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad q_{gser} = 5.27 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad q_{pser} = (5.27 + 2.5) = 7.77 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**Tableau. II.25.** Vérification de la flèche

$q_j$ (KN/ml)	$M^{jser}$ (KN.m)	$I_{f_j}$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$\mu_j$	$f_{ji}$ (mm)
3.75	1.31	31691	70.59	0	0.18
$q_g$ (KN/ml)	$M^{gser}$ (KN.m)	$I_{f_{g_i}}$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_g$ (MPa)	$\mu_g$	$f_{g_i}$ (mm)
4.32	1.84	31691	99.19	0	0.25
$q_p$ (KN/ml)	$M^{pser}$ (KN.m)	$I_{f_p}$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_p$ (MPa)	$\mu_p$	$f_{p_i}$ (mm)
7.77	2.71	31691	146.26	0	0.37
$q_g$ (KN/ml)	$M^{qser}$ (KN.m)	$I_{f_{g_v}}$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{g_v}$ (MPa)	$\mu_g$	$f_{g_v}$ (mm)
4.31	1.84	31691	99.19	0	0.75

$$\Delta f_t = 0.69 \text{ mm} < f_{adm} = 7.5 \text{ mm} \quad \text{La flèche totale} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Schéma de ferrailage**



**Figure. II.14.** Schéma du ferrailage d'une dalle pleine sur trois appuis

Les résultats de ferrailage des autres dalles sont résumés dans le tableau II.26

**Tableau. II.26.**ferrailages des dalles pleine de l'étage bureau

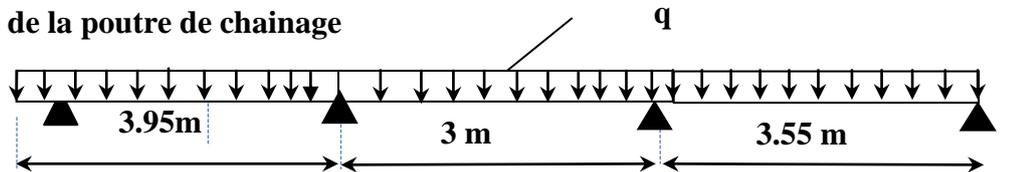
Leur localisation	$\rho$	Sollicitation Max	Ferrailages
Dalle sur deux appuis (D1)	$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.17}{1.35} = 0.87 > 0.4$	$M_{0x}=0.72\text{KN.m}$ $M_{0Y}=0.52\text{KN.m}$ $Mt_x = 0.85M_{0x} = 0.61\text{KN.m}$ $Mt_Y=0.85M_{0Y}=0.45\text{KN.m}$ $Ma_x=0.5M_{0x} = 0.36\text{KN.m}$ $Ma_Y = 0.4M_{0Y}=0.21\text{KN.m}$	
Dalle sur trois appuis (D2)	$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.35}{3.1} = 0.44 > 0.4$	$M_{0x}=12.87\text{KN.m}$ $M_{0Y}=4.45\text{KN.m}$ $Mt_x = 0.85M_{0x}=10.94\text{KN.m}$ $Mt_Y=0.75M_{0Y}=3.34\text{KN.m}$ $Ma_x=0.4M_{0x} = 5.15\text{KN.m}$ $Ma_Y = 0.5M_{0Y}=2.23\text{KN.m}$	
Dalle sur trois appuis D3 appuis (D5) et (D7)	$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.35}{2.7} = 0.5 > 0.4$	$M_{0x}=8.91\text{KN.m}$ $M_{0Y}=4.45\text{KN.m}$ $Mt_x = 0.85M_{0x} = 7.57\text{KN.m}$ $Mt_Y=0.75M_{0Y}=3.34\text{KN.m}$ $Ma_x=0.4M_{0x} = 3.57\text{KN.m}$ $Ma_Y = 0.5M_{0Y}=2.22\text{KN}$	
Dalle sur trois appuis (D6)	$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{3.1} = 0.48 > 0.4$	$M_{0x}=13.44\text{KN.m}$ $M_{0Y}=6.11\text{KN.m}$ $Mt_x = 0.85M_{0x}=11.42\text{KN.m}$ $Mt_Y=0.75M_{0Y}=4.58\text{KN.m}$ $Ma_x=0.4M_{0x} = 5.37\text{KN.m}$ $Ma_Y = 0.5M_{0Y}=3.06\text{KN}$	
Dalle sur quatre appuis (D8)	$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.7}{3.65} = 0.74 > 0.4$	$M_{0x}=5.01\text{KN.m}$ $M_{0Y}=2.48\text{KN.m}$ $Mt_x = 0.85M_{0x} = 4.26\text{KN.m}$ $Mt_Y=0.85M_{0Y}=2.09\text{KN.m}$ $Ma_x=0.4M_{0x} = 2.004\text{KN.m}$ $Ma_Y = 0.4M_{0Y}=0.988\text{KN.m}$	

On procède au ferrailage des différents types des dalles de la même manière que l'exemple de calcul précédent, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau. II.27.**ferrillages des dalles pleine de terrasse inaccessible

Type de la dalle			Adopté (cm <sup>2</sup> / ml)	Type de la dalle			Adopté (cm <sup>2</sup> / ml)
D1	Travée	x-x	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>	D5	Travée	x-x	5HA10=3.93cm <sup>2</sup>
		y-y	3HA8=1.51cm <sup>2</sup>			y-y	5HA8=2.51cm <sup>2</sup>
	Appui	x-x	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>		Appui	x-x	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
		y-y	3HA8=1.51cm <sup>2</sup>			y-y	3HA8=1.51cm <sup>2</sup>
D2	Travée	x-x	6HA10=4.71 cm <sup>2</sup>	D6	Travée	x-x	5HA12=5.65cm <sup>2</sup>
		y-y	3HA8=1.51 cm <sup>2</sup>			y-y	4HA8=2.01 cm <sup>2</sup>
	Appui	x-x	5HA8=2.51 cm <sup>2</sup>		Appui	x-x	5HA8=2.51 cm <sup>2</sup>
		y-y	3HA8=1.51 cm <sup>2</sup>			y-y	3HA8=1.51 cm <sup>2</sup>
D3	Travée	x-x	5HA10=3.93 cm <sup>2</sup>	D7	Travée	x-x	5HA10=3.93cm <sup>2</sup>
		y-y	3HA8=1.51 cm <sup>2</sup>			y-y	5HA8=2.51cm <sup>2</sup>
	Appui	x-x	4HA8=2.01 cm <sup>2</sup>		Appui	x-x	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
		y-y	3HA8=1.51 cm <sup>2</sup>			y-y	3HA8=1.51cm <sup>2</sup>
D4	Travée	x-x	7HA12=7.92 cm <sup>2</sup>	D8	Travée	x-x	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
		y-y	4HA8=2.01 cm <sup>2</sup>			y-y	3HA8=1.51 cm <sup>2</sup>
	Appui	x-x	7HA8=3.52 cm <sup>2</sup>		Appui	x-x	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
		y-y	3HA8=1.51 cm <sup>2</sup>			y-y	3HA8=3.93cm <sup>2</sup>

**II.5. Etude de la poutre de chaînage**



**Figure. II.15.**Schéma statique de la poutre de chaînage

**II.5.1. Dimensionnement**

D'après le RPA99 (Art 9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

donc, on prend: b=30 cm ; h=30 cm

**II.5.2.Calcul des sollicitations**

La poutre de chaînage est soumise aux chargements suivants :

**Poids propre**

$$G = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN / ml}$$

**Poids du mur**

$$G_{mur} = 2.83 \times (3.4 - 0.3) = 8.77 \text{ KN/ml}$$

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant non vérifiées pour le type 1, donc on utilise la méthode de CAQUOT minorée

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} ELU : qu = 1.35(2.25 + 8.77) = 14.88 \text{ KN} / m \\ ELS : qs = 2.25 + 8.77 = 11.02 \text{ KN} / m \end{cases}$$

$$\begin{cases} ELU : q'u = 1.35 \frac{2}{3}(2.25 + 8.77) = 9.92 \text{ KN} / m \\ ELS : q's = \frac{2}{3}(2.25 + 8.77) = 7.35 \text{ KN} / m \end{cases}$$

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l} \quad ; \quad M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l-x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

➤ **Calcul des longer fictive**

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 3 = 2.4 \text{ m} \quad ; \quad L'_{CD} = L_{CD} = 3.95 \text{ m}$$

Calcule des moments isostatiques

$$\text{On a } M_{0CD} = \frac{q \times l^2}{8} \rightarrow \begin{cases} ELU & M_{CD} = 29.02 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ ELS & M_{CD} = 21.49 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

➤ **Moments aux appuis**

**Appuis de rive**

$$ELU : M_{D \text{ rive}}^u = -4.35 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad , \quad ELS : M_{D \text{ rive}}^s = -3.22 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Appui intermédiaire} \quad M_{a_i} = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

**Appuis c**

$$\text{A l' ELU} : M_c = -\frac{9.92(2.4^3 + 3.95^3)}{8.5(2.4 + 3.95)} = -13.87 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{A l' ELS} : M_c = -\frac{7.35(2.4^3 + 3.95^3)}{8.5(2.4 + 3.95)} = -10.27 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Travée CD**

A ELU

$$x = \frac{3.95}{2} + \frac{13.87}{14.88 \times 3.95} = 2.21 \text{ m}$$

$$M_{iCD}^{\max}(2.21) = \frac{14.88 \times 2.21 \times (3.95 - 2.21)}{2} + (-13.87) \times \left(1 - \frac{2.21}{3.95}\right) = 22.5 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

A ELS

$$x = \frac{3.95}{2} + \frac{10.27}{11.02 \times 3.95} = 2.21 \text{ m}$$

$$M_{iCD}^{\max}(2.21) = \frac{11.02 \times 2.21 \times (3.95 - 2.21)}{2} + (-10.27) \times \left(1 - \frac{2.21}{3.95}\right) = 16.66 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**II.5.3.Ferrailage à l'ELU**

**Tableau. II.28.**Moments de flexion et ferrillages de la poutre chaînage

Position	M (cm <sup>2</sup> )	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A^{cal}(cm^2)$	$A^{min}(cm^2)$	$A^{adop}(cm^2)$
Travée	22.5	A	0.067	0.086	0.270	2.39	1.01	3HA12 = 3.39
Appui	-13.87		0.042	0.054	0.274	1.45	1.01	3HA12 = 3.39

**Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)**

$$V_u = qu \times \frac{l_3}{2} - \frac{M_C - M_D}{l_2} = 34.01 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.405 \text{Mpa}$$

$$\tau_u < \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right) = 3.33 \text{Mpa} \Rightarrow \text{FPN}$$

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

**Armatures transversales**

On fixe  $S_t = 20$  cm puis on calcul  $A_{trans}$

$$\left\{ \begin{array}{l} a) A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}, \quad b) A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} < 0 \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit: un cadre  $\varnothing 8 + 1 \text{etrie } \varnothing 8 = 1.51 \text{cm}^2 > 0.45 \text{cm}^2$ .

**II.5.4. Vérifications à l'ELS**

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. II.29.**Vérification des contraintes de la poutre chaînage

Position	$M_{ser}(\text{KN.m}^2)$	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	16.66	8.19	25448.91	$5.36 \leq 15$
En appui	-10.27	8.19	25448.91	$3.31 \leq 15$

**a).Vérification de la flèche**

$$\left\{ 1) \frac{h}{l} \geq \max \left( \frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0} \right) \Leftrightarrow \frac{h}{l} = 0.0759 < 0.0775 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \right.$$

La première condition n'est pas vérifiée, vérification de la flèche à l'ELS.

**Tableau. II.30.**Vérification de la flèche

$q_j(\text{KN/ml})$	$M^{jser}(\text{KN.m})$	$I f_j(\text{cm}^4)$	$\sigma_j(\text{MPa})$	$\mu_j$	$f_{ji}(\text{mm})$
2.25	3.4	8317.49	39.69	0	0.196
$q_g(\text{KN/ml})$	$M^{gser}(\text{KN.m})$	$I f_{gi}(\text{cm}^4)$	$\sigma_g(\text{MPa})$	$\mu_g$	$f_{gi}(\text{mm})$
11.02	16.66	32611	194.25	0.298	2.453

$q_p$ (KN/ml)	$M^{pser}$ (KN.m)	$I_{f_p}$ ( $cm^4$ )	$\sigma_p$ (MPa)	$\mu_p$	$f_{pi}$ (mm)
11.02	16.66	32611	194.25	0.298	2.453
$q_g$ (KN/ml)	$M^{qser}$ (KN.m)	$I_{f_{gv}}$ ( $cm^4$ )	$\sigma_{gv}$ (MPa)	$\mu_g$	$f_{gv}$ (mm)
11.02	16.66	51341	194.25	0.298	4.478

La flèche totale  $\Delta f_t = 4.478 \text{ mm} < f_{adm} = 7.9 \text{ mm}$  .....vérifiée

D'après les résultats de tableau, la flèche est vérifiée.

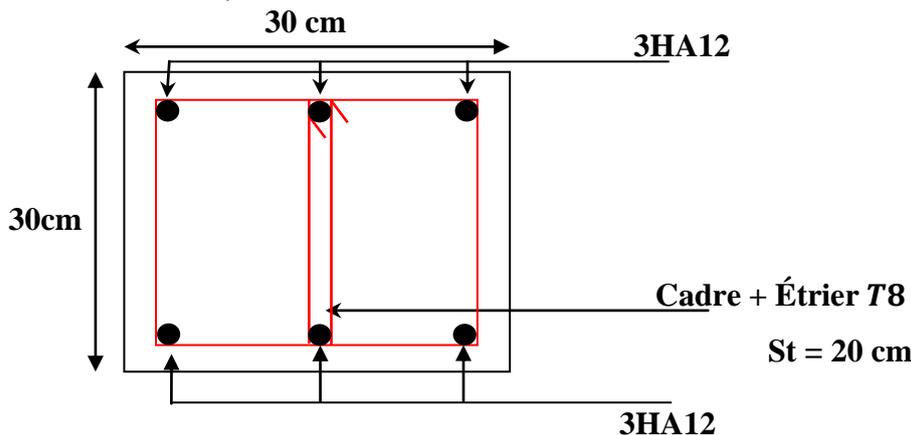


Figure. II.16.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

II.6.Etude de l'acrotère

II.6.1.Hypothèses de calcul

Le calcul se base sur une bande de 1 ml ; la fissuration est Considérée Préjudiciable ; L'acrotère est calculé en flexion composée.

II.6.2.Evaluation des charges et surcharges

$$\begin{cases} S_{acr} = 60 \times 10 + 7 \times 10 + \frac{3 \times 10}{2} = 0.0685 \text{ m}^2 \\ G = 25 \times 0.0685 = 1.7125 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

La charge d'exploitation  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

$S$  : surface de la section droite de l'acrotère.

$G$  : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau II.31

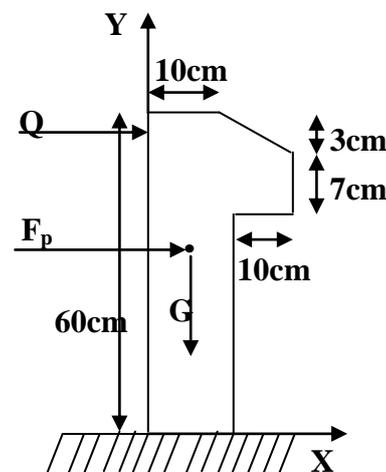


Figure. II.17.Coupe transversale de l'acrotère

Tableau. II.31.Charges permanentes et exploitation revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.0685	1.7125	0.72	2.433	1

Charge horizontale (charge sismique)

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots \mathbf{RPA99(art\grave{a}cle\ 6.2.3)}.$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le RPA99 (Tableau 4 .1)

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale varie entre 0.3 et 0.8 RPA99 (Tableau 6.1)

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

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc: } \begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 2.16 \text{KN} / \text{ml} \end{cases} \quad \text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.433 \Rightarrow F_p = 1.167 \text{KN}$$

$$\text{Calcul du centre de gravité } \begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 6.20 \text{cm} \\ Y_G = 33.01 \text{cm} \end{cases}$$

$$\text{L'acrotère est soumis à } \begin{cases} N_G = 2.16 \text{KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.167 \times 0.3391 \Rightarrow M_{F_p} = 0.385 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Tableau. II.32.** Combinaisons d'action pour le calcul de l'acrotère

	ELA accidentelle	ELU fondamentale	E L S
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2.433	3.28	2.433
M ( KN.m)	0.985	0.90	0.6

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.985}{2.433} = 0.40 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N<sub>u</sub> est un effort de compression dans la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment  $M_{ua} = N_u \times e$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle  $\left( e = \frac{M_u}{N_u} \right)$  par une excentricité totale de calcul.

$$e_{tot} = e_1 + e_a + e_2$$

Avec :  $e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left( 2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right) = 2 \text{ cm} ; e_2 = \max\left( 2 \text{ cm} ; \frac{L}{25} ; 0 \right)$$

L : portée de l'élément = 60 cm

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,8} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

$l_f$  : Longueur de flambement.

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m} \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.1} = 0.0086 \text{ m}$$

Donc:  $e_{tot} = e_1 + e_a + e_2 = 0.43 \text{ m}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$\begin{cases} N_A = 2.433 \text{ KN} \\ M_A = N_A \times e = 2.433 \times 0.43 = 1.046 \text{ KN.m} \end{cases}$$

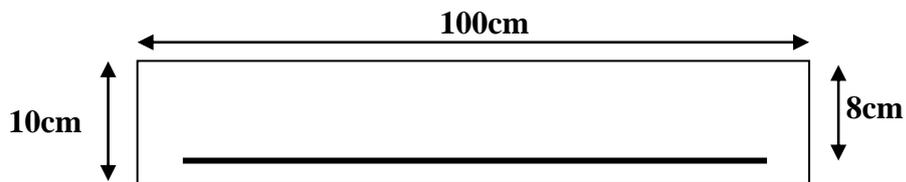


Figure. II.18. Section de l'acrotère à ferrailer

### II.6.3. Ferrailage de l'acrotère

#### a) Calcul à l'ELA

On calcule les armatures à l'ELA, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_F$  rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{tA} = M_A + N_A \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.12 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bA} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bA}} = 0.009$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bA}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.011; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.079m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A_1 = 0.35cm^2$$

**b) Vérification à l'ELU**

**La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966cm^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adapte : } A_s = 5HA6 = 1.41 cm^2 / ml$$

**c) Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux effets des intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = f_p + Q = 2.167 \text{ KN} \\ \tau_u = \frac{V_u}{(b \times d)} = 0.27 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau} < \text{Min} \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) \Rightarrow \tau_u < \text{Min} (2.5 ; 4) \text{ Mpa} = 2.5 \text{ Mpa} \\ \tau_u = 0.27 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{1.41}{4} \Rightarrow A_r = 0.3525cm^2 \Rightarrow A_r = 5HA6 = 1.41cm^2 / ml$$

**Espacement**

**Armatures principale :**  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adapte } S_t = 15 \text{ cm}$

**Armatures de répartitions :**  $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adapte } S_t = 15 \text{ cm}$

**Vérification de l'adhérence**

$$\zeta_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma\mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma\mu_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma\mu_i = n \times \pi \times \Phi \times \Sigma\mu_i = 3 \times 3.14 \times 0.8 \quad \rightarrow \quad \Sigma\mu_i = 7.536 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.167 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.07536) \quad \rightarrow \quad \zeta_{es} = 0.399 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2.83 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  Pas de risque par rapport à l'adhérence.

**c) Vérification à l'ELS**

$d = 0.08 \text{ m}$  ;  $N_{ser} = 2.433 \text{ KN}$  ;  $M_{ser} = Q \times h P M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$  ;  $\eta = 1.6$  pour les HR

• **Vérification des contraintes**

$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t$  ;  $\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t$  ;

• **Position de l'axe neutre**

$c = e_1 - d$

$e_1$  : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h / 2) \rightarrow e_1 = 0.277 \text{ m}$

$e_1 > d \rightarrow$  "c" à l'extérieur de section  $\rightarrow c = 0.277 - 0.08 = 0.197 \text{ m}$ .

$y_{ser} = y_c + c$  ;  $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$  ..... (1)

$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b} = -0.0150 \text{ m}^3$        $p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b = -0.119 \text{ m}^2$

En remplaçant "q" et "p" dans (1), sa résolution donne :  $y_c = -0.187 \text{ m}$  ;  $y_{ser} = 0.01 \text{ m}$ .

$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = -0.000161 \text{ m}^3$

$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{0.000161} \times 0.01 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.037 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{adm} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t = 15.87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$ .

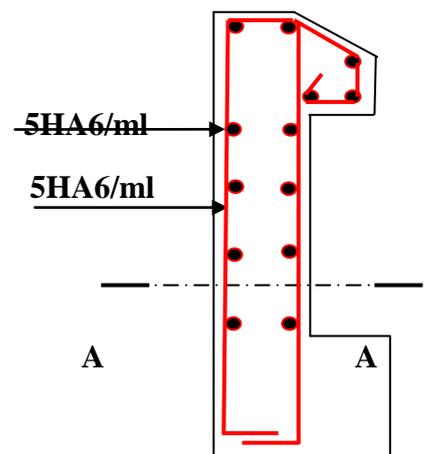
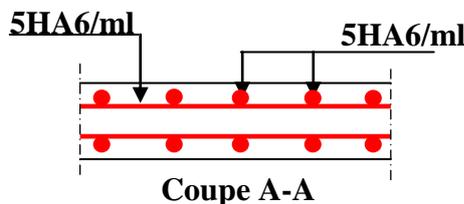


Figure. II.19. Schéma de ferrailage de l'acrotère

**II.7. Etude des escaliers**

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qui leurs convient. Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier à trois volées qui est identique pour tous les étages.

**II.7.1. Etude de la partie 1 de l'escalier**

Les charges permanentes sur escalier :

Volée                      Palier

$\left\{ \begin{array}{l} G = 8,03 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} G = 5,27 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$

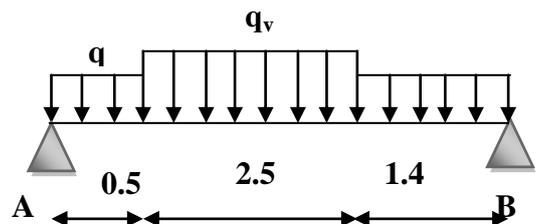


Figure. II.20. Schéma statique de la partie 1d'escalier

Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$ELU \begin{cases} q_{uv} = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1 = 14.59 \text{ KN / ml} \\ q_{up} = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1 = 10,86 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$ELS: \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) = 10.53 \text{ KN / ml} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) = 7,77 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

**Calcul des sollicitations :**

a) ELU

Logiciel sap 2002 a donner le résultat suivant :

$$R_a = 27,8 \text{ KN} ; R_b = 29,8 \text{ KN}$$

$$M_0^{\max} = 33,1 \text{ KN.M} ; v^{\max} = 29,8 \text{ KN}$$

**Calcul des moments réels**

L'escalier est semi encastré dans ces appuis

$$M_{ua} = 0,5M_0 = -16,55 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ut} = 0,75M_0 = 24,81 \text{ KN.m.}$$

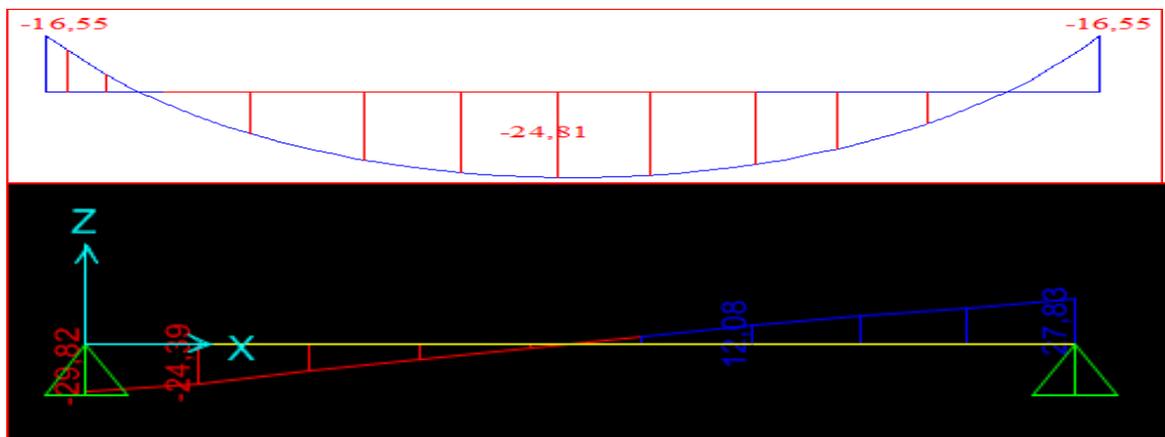


Figure II.21. Schéma des efforts internes de la partie 1 de l'escalier

b) ELS

Logiciel sap 2002 a donner le résultat suivant :

$$R_a = 21,4 \text{ KN} ; R_b = 20 \text{ KN}$$

$$M_0^{\max} = 24,4 \text{ KN.M}$$

**Calcul des moments réels**

L'escalier est semi encastré dans ces appuis

$$M_{sa} = -12,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 18,3 \text{ KN.m.}$$

**Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour en flexion simple pour une section (bx) représenté sur la figure suivante

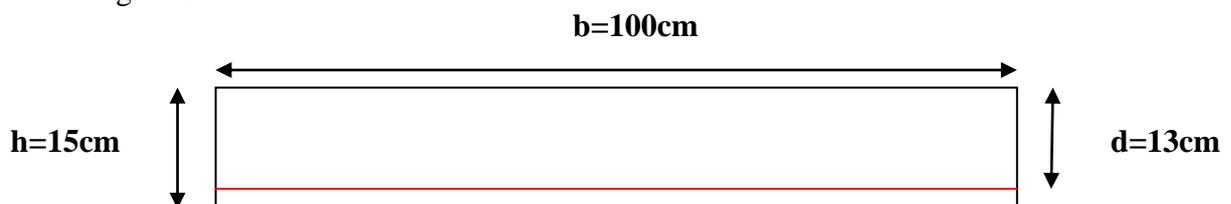


Figure II.22. Section d'escalier à ferrailler

Le tableau suivant représente le calcul de ferrailage à la flexion simple.

**Tableau .II.33.** Tableau de ferrailage à L'ELU

Localisation	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	$A_{Cal}$ $Cm^2/ml$	$A_{min}$ $Cm^2/ml$	$A_{adoptée}$ $(cm^2)$	St(cm)
En travée	24,82	0.104	0.122	0.12	5,79	1.57	5H14 = 7,7	20
En appui	-16,55	0.069	0.125	0.13	3.81	1.57	5H10= 3.93	20

**II.7.1.1.Calcul des armatures de répartition**

- **En travée :**  $A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{7,7}{4} = 1.92cm^2/ml$  ; on choisie : 4H8 =2,01  $cm^2/m$  st=33cm
- **En appuis :**  $A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98cm^2/ml$  on choisie : 4H8 = 2.01 $cm^2/m$  st=33cm

**II.7.1.2. Les vérifications nécessaires :**

➤ **AL'ELU**

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$V = 26.83KN \quad ; \quad \tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) = 3.33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{29,51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.227MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification des armatures longitudinales aux cisaillements :**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 7,7 + 3.14 \quad cm^2$$

$$A_l = 11,63cm^2 \geq \frac{1.15 \times 29,51 \times 10^{-3}}{400} = 0.84cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **A P'ELS**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à l'ELS sont

**État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \quad I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. II.34.** Vérification des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appuis	-12,2	6472	3.36	6.09 ≤ 15	Vérifiée
Travées	18,3	11380,71	4.44	7.14 ≤ 15	Vérifiée

**État limite de déformation :**

➤ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas Satisfaites.

$$\frac{h}{l} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) \Leftrightarrow 0.033 < 0.0375 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible :  $f_{adm} = \frac{l}{500}$  cm

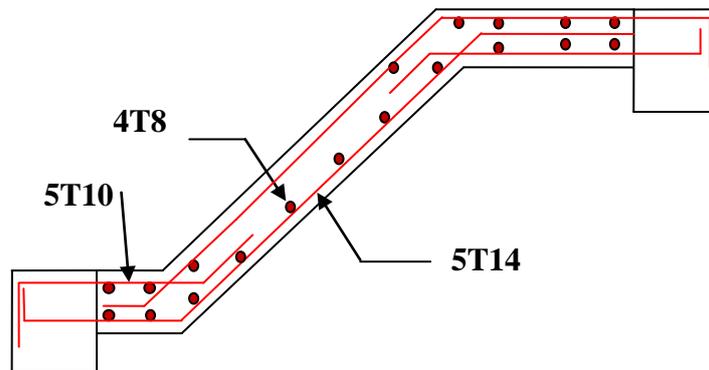
**Sollicitations :**

$$\begin{cases} M_j = 9,045 \text{ KN.m} \\ M_g = 11,65 \text{ KN.m} \\ M_p = 15,5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau. II.35.** Vérification de la flèche

$f_{ji}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gv}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Observation
2.65	4,21	6.39	8,76	8,29	8.9	vérifiée

❖ **Schéma de ferrailage :**



**Figure.23.** Ferrailage de la partie 1 de l'escalier.

**II.7.2. Etude de la partie 2de l'escalier :**

$$\begin{cases} G = 8,27 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

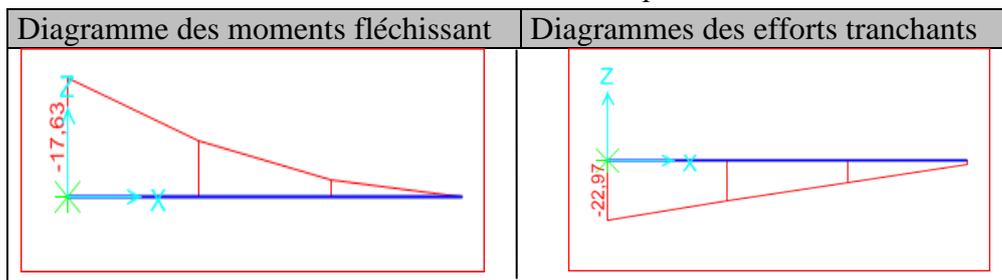
Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$ELU \begin{cases} q_{uv} = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1 = 14.91 \text{ KN / ml} \\ q_m = 1.35 \times 1 = 10,86 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) = 10.77 \text{ KN / ml} \\ q_m = 1 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

Les diagrammes des efforts internes avec logiciel Sap 2000

**Tableau. II.36.** les efforts interne de la partie 2 de l'escalier



Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau II.37.**Résultats de ferrailage de la 2<sup>ème</sup> partie.

M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	$A_{Cal}$ Cm <sup>2</sup> /ml	$A_{min}$ Cm <sup>2</sup> /ml	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{repart}$
17.63	0.073	0.095	0.13	3.9	1.57	5H10 = 3.93	3HA8

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

**Tableau. II.38.**Vérification de contraintes

Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
12.77	391.57	3.33	$6.3 \leq 15$	Vérifiée

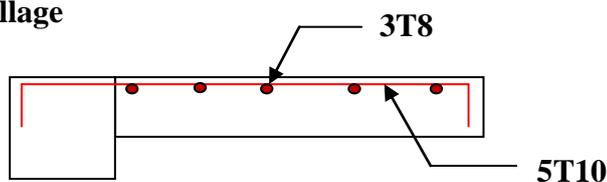
**Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow 0.103 < 0.05 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.003 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$L \leq 8m$$

❖ **Schéma de ferrailage**



**Figure. II.24.**Schéma de ferrailage de la partie 2de l'escalier

**II.7.3. Calcul de la poutre brisée:**

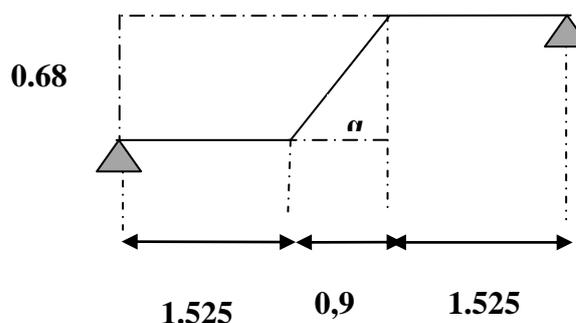
pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{418}{15} \leq h \leq \frac{418}{10}$$

$$\Rightarrow 27.86 \text{ cm} \leq h \leq 41.8 \text{ cm}$$

Soit : h=30cm et b=30cm

Dans la partie inclinée  $\alpha = 37.07$



**Figure II.25.** Schéma statique de la poutre brisé

• **Evaluation des charges :**

la poutre est soumise à :

➤ **à son poids propre :**

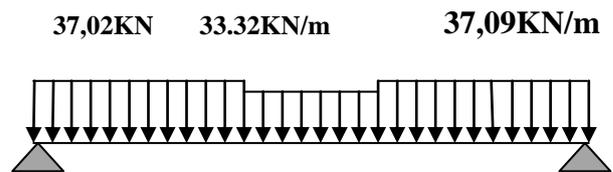
Dans la partie horizontale :  $g_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2,25 \text{KN/ml}$

Dans la partie inclinée :  $g_{p \text{ inclinée}} = 25 \times 0.3 \times 0.3 / \alpha = 2,82 \text{KN/ml}$

➤ au poids propre du mur :  $P_{gm} = 2.83 \times (2,04 - 0,35) = 4,78 \text{KN/ml}$

➤ la charge transmise par escalier :  $R_B^u = 27,8 \text{ KN / m}$  ;  $R_C^u = 22,96 \text{ KN/m}$

$$R_B^s = 20 \text{KN/m} ; R_C^u = 16.62 \text{KN/m}$$



• **Combinaison de charge :**

**ELU :**  $q_{u1} = 1.35 (2,25 + 4.78) + 27.8 = 37,09 \text{ KN/m}$

$q_{u2} = 1.35 (2.82 + 4.78) + 22.96 = 33.32 \text{KN / m}$

**ELS:**  $q_{s1} = (2.25 + 4.78) + 20 = 27.03 \text{ KN/m}$

$q_{s2} = (2.82 + 4.78) + 16.62 = 24.22 \text{KN/m}$

**Figure.26.** Charges revenantes  
à La poutre brisée

• **Calcul des sollicitations :**

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

**Tableau. II.39.** Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

	$R_A \text{ (KN)}$	$R_B \text{ (KN)}$	$M_0 \text{ (KN.m)}$	$M_a \text{ (KN.m)}$	$M_t \text{ (KN.m)}$	$V_u \text{ (KN)}$
<b>ELU</b>	75,38	75.38	76.57	38.28	57.42	75,8

✓ **Ferraillage de la poutre brisée:**

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion  
Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple ;

**Tableau. II.40.** Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis :

Localisation	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	$A_{calcul}$	$A_{min}$
En travée	57,42	0.171	0.23	0.25	6,6	1.01
En appui	38,28	0.114	0.151	0.26	4,23	1.01

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V = 75,38 \text{KN} ; \quad \tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa} . ;$$

$$\tau_f = \frac{75,38 \times 10^{-3}}{0,28 \times 0,3} = 0,89 < 3,33 \text{MPa}$$

**Armatures transversales :**

On fixe  $St = 20 \text{ cm}$  et on calcul  $A_{\text{trans}}$

$$1) A_{\text{trans}} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 20}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$2) A_{\text{trans}} = \frac{b \times St \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.8 f_e} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$3) A_{\text{trans}} = \max(0.6, 0.32), \text{ donc on prend } A_{\text{trans}} = 0.6 \text{ cm}^2$$

- Calcul à la torsion :**

La poutre est soumise à trois moments de torsion uniformément réparties dues aux différentes Parties de l'escalier.

–  $M_1 = 16,55 \text{ KN.m}$  par mètre, du à la partie AD et FH.

–  $M_2 = 17,63 \text{ KN.m}$  par mètre, du à la volée (2).

- Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :**

Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

$$M_T = \frac{M_T^a \times l}{2} = 36,84 \text{ KN/m}$$

$$\tau_T = \frac{36.18 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \cdot 10^{-4} \times 5 \cdot 10^{-2}} = 5,89 \text{ Mpa} \geq 3.33 \text{ Mpa}$$

**Remarque**

On redimensionne la section de la poutre brisée. Après les calculs nous avons obtenus une Section nécessaire qui est :  $(b \times h) = 35 \times 40$

En recalculant :  $e$  et  $\Omega$

$$e = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm} \longrightarrow \Omega = (35 - e) \times (40 - e) = 996.53 \text{ cm}^2$$

$$\tau_T = \frac{36.84 \times 10^{-3}}{2 \times 996.53 \times 10^{-4} \times 5.83 \cdot 10^{-2}} = 3,17 \text{ Mpa}$$

Contrainte de cisaillement à la flexion simple après le redimensionnement est :

$$\tau_f = \frac{V}{b \cdot d} = 0.56 \text{ Mpa} \quad \tau_u = \sqrt{\tau_f^2 + \tau_T^2} = \sqrt{0.56^2 + 3,17^2} = 3,21 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$$

$\implies$  Pas de risque de rupture par cisaillement

**Remarque :** On garde les mêmes sections d'armatures due à la flexion même après le changement de la section.

**Le ferrailage**

**Armature longitudinales**

La section d'armatures longitudinales en torsion est donnée par :

$$A_t = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec : } \mu : \text{Périmètre de } \Omega$$

$$\mu = 2[(h - e) + (b - e)] = 126.7 \text{ cm} ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$A_t = 6.26 \text{ cm}^2$$

**Armatures transversales**

La section d'armatures transversales en torsion est donnée par :

$$A_{trans} = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

**Ferrailage final de la poutre brisée:**

**En travée :**

$$A_t = A_t^f + \frac{A_t^T}{2} = 5.49 + \frac{6.26}{2} = 8.62 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 6\text{H}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

**En appuis :**

$$A_u = A_u^f + \frac{A_u^T}{2} = 3.59 + \frac{6.26}{2} = 6.72 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 6\text{H}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

**Armature transversales :**

$$A_{trans} = A_{trans}^f + A_{trans}^{tor} = 0.6 + 0.98 = 1.58 \text{ cm}^2$$

Soit  $2\phi 6$  et  $2\phi 8 = 1.58 \text{ cm}^2$  (un cadre  $\phi 8$  + un étrier  $\phi 6$ ).

➤ **Vérification à L'ELS :**

**Tableau. II.41.** Vérification de contrainte

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appuis	27,87	88979	12,24	$3,83 \leq 15$	Vérifiée
Travées	47,3	11130	13,83	$5,86 \leq 15$	Vérifiée

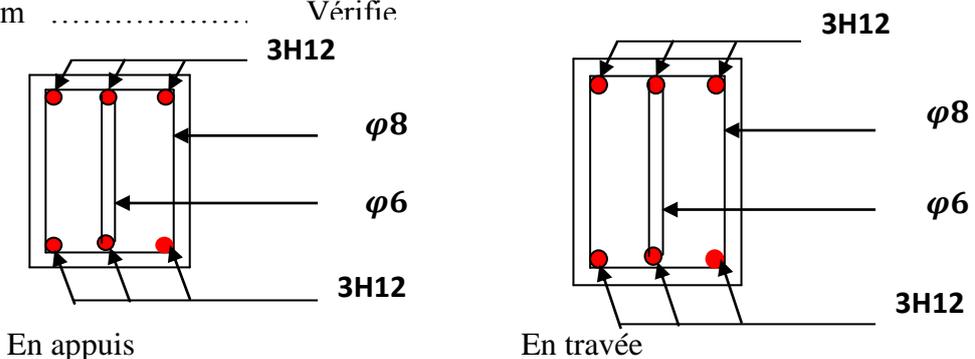
➤ **Vérification de la flèche**

1)  $\frac{h}{l} = 0,095 > \frac{M_t}{10 * M_0} = 0,075 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$

2)  $\frac{A_t}{b * d} = \frac{9.24}{35 * 38} = 0,0069 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$

3)  $L = 4,18 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$

**Ferrailage :**



**Figure. II.27.** Schéma de ferrailage de la poutre brisée

**II.8. Etude de la dalle d'ascenseur**

**II .8.1. Définition**

Un ascenseur est un dispositif assurant le déplacement en hauteur des personnes dans es bâtiment à niveaux multiples.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour six (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur 2.6 m
- l : Largeur de l'ascenseur =1.9 m.
- La vitesse  $V = 1.6$  m/s.
- Hauteur d'ascenseur = 2.2 m

**II.8.2. Etude de la dalle machine**

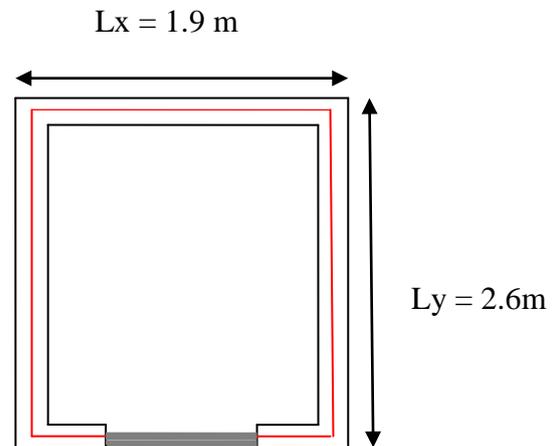
La dalle de machine est soumise aux charges suivantes : (Annexe 4)

**a) Charges concentrées :**

- $W$  : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- $F_c$  : Charge due à la cuvette =145KN.
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur =15KN
- $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- $P_{personnes}$  :  $P = 6.3$  KN La charge nominale.
- Donc :  $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3$  KN

✓ **Epaisseur de la dalle**

La dalle de local des machines doit être dimensionnée Pour reprendre les charges importantes  
Soit :  $e = 20$  cm



**Figure. II.28.** Dimensions de l'ascenseur.

**b) Charges réparties :**

Poids propre et la charge d'entretien  
 $G = 35.91$  KN/m<sup>2</sup> et  $Q = 1$  KN/m<sup>2</sup>

**II.8.3. Sollicitations**

**Sous charge repartie :**

**-L'ELU**

$q_u = 1,35 \times 35.91 + 1,5 \times 1 = 49.98$  KN/m<sup>2</sup>

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.73 > 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens

$\rho = 0.73 > 0.4 \rightarrow$  à L'ELU  $\begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.4780 \end{cases}$

à L'ELS  $\begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.6188 \end{cases}$

**- Evaluation des moments : [BAEL91]**

$M_0^x = q_u \times l_x^2 \times \mu_x = 11.65$  KN.m

$M_0^y = M_0^x \times \mu_y = 5.57$  KN.m

**- Calcul des moments réels**

**- En Travée**

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 9.90 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.73 \text{ KN.m}$$

**- En Appuis**

$$M_a^x = -0.4 \times M_0^x = -4.66 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.4 \times M_0^y = -2.23 \text{ KN.m}$$

**- Ferrillages**

La section considérée est une section de (1m×0.20m) sollicité à la flexion simple.

b = 100cm, h = 20cm, d= 16.5cm,  $f_{bu}=14, 2\text{Mpa}$ .

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux qui suivent:

**Tableau. II.42.** Ferrailage de la dalle l'ascenseur.

sens		M (KNm.)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculé (cm2)	Amin (cm2)	A adopté (cm2)
Travée	x-x'	9.90	0.026	0.0033	0.16	1.78	1.82	4HA10 =3.14
	y-y'	4.73	0.012	0.0015	0.16	0.85	1.6	4HA10 =3.14
Appui	x-x'	4.66	0.012	0.0015	0.16	0.84	1.82	4HA10 =3.14
	y-y'	2.23	0.0057	0.00071	0.16	0.41	1.6	4HA10 =3.14

**- Vérifications :[BAEL91]**

**ELU**

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min X} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times e = 1.82 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min Y} = \rho_0 \times b \times e = 1.6 \text{ cm}^2$$

**Calcul des espacements**

-Sens x-x':  $St = 100 / 4 = 25 \text{ cm} \leq (3 \times e ; 33 \text{ cm})$  on adopte  $St = 25 \text{ cm}$

-Sens y-y':  $St = 100 / 4 = 25 \text{ cm} \leq (4 \times e ; 45 \text{ cm})$  on adopte  $St = 25 \text{ cm}$

**- Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\rho = 0.73 > 0.4 \rightarrow$  Flexion simple dans deux sens

$$V_x = q_u \frac{l_x}{3} = 31.65 \text{ KN}, \quad V_y = q_u \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 34.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{34.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.165} = 0.21 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

**ELS**

$$q_s = 35.91 + 1 = 36.91 \text{ KN/m}^2$$

**- Evaluation des moments**

$$M_0^x = q_u \times l_x^2 \times \mu_x = 9.43 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = M_0^x \times \mu_y = 5.84 \text{ KN.m}$$

- En Travée

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 9.90 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.73 \text{ KN.m}$$

- En Appuis

$$M_a^x = -0.4 \times M_0^x = -4.66 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.4 \times M_0^y = -2.23 \text{ KN.m}$$

**- Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc};$$

$$\sigma_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_t 28} \right] = \sigma \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \quad I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau. II.43.** Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis

Le sens		M (KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>adm</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)	remarque
Travée	x-x	8.02	3.5	9389.066	2.98	15	166.55	201.63	Vérifiée
	y-y	4.96	3.5	9389.066	1.84	15	103.058	201.63	Vérifiée
Appui	x-x	-3.77	3.5	9389.066	1.41	15	78.37	201.63	Vérifiée
	y-y	-2.33	3.5	9389.066	0.87	15	48.50	201.63	Vérifiée

**Etat limite de déformation**

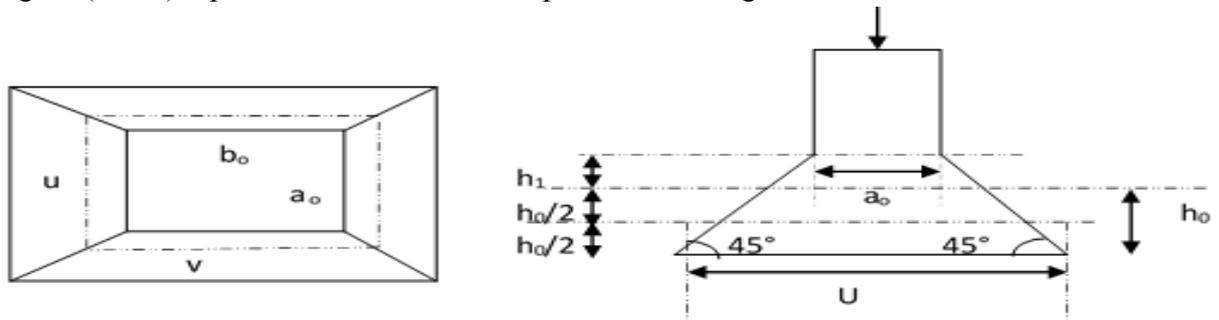
$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq \max \left( \frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20M_0^x} \right) \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.105 > 0.0425 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_t = 0.0023 < 0.005 \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

**Sous charge concentré centré:**

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur h<sub>0</sub>= 20 cm.

La figure (III.31) représentant la surface d'impact d'une charge concentrée sur une dalle :



**Figure. II. 29.** Représentation de la surface de la charge

Si U et V sont les dimensions du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle.

On 
$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2\rho h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2\rho h_1 \end{cases}$$

**Avec :**

$a_0$  et U sont les dimensions parallèles à Lx.

$b_0$  et V sont les dimensions parallèles à Ly.

$h_0$  est l'épaisseur de la dalle pleine.

$h_1$  est l'épaisseur du revêtement rigide (chape de béton)  $\xi = 1$   $h_1 = 5$  cm

$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$  est la surface du chargement. .

On aura donc

$$U = 80 + 20 + (2 \times 1 \times 5) = 110 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 20 + (2 \times 1 \times 5) = 110 \text{ cm}$$

**Calcul A'LELU**

**- Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage**

Selon le BAEL : 
$$\begin{cases} M_{x1} = p_u(M_1 + vM_2) \\ M_{y1} = p_u(M_2 + vM_1) \end{cases}$$

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$   $\frac{u}{l_x} = 0.58$  et  $\rho = 0.73$

$M_2$  En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\rho$   $\frac{v}{l_y} = 0.42$  et  $\rho = 0.73$

se référant à l'annexe n° 3 on trouve 
$$\begin{cases} M_1 = 0.088 \\ M_2 = 0.059 \end{cases}$$

À l'ELU : On a :  $\{P = 72.3 \text{ KN} \Rightarrow p_u = 1.35 p = 97.605 \text{ KN}$

• **À l'ELS :**

On a :  $\{P = 72.3 \text{ KN} \Rightarrow p_s = p = 72.3 \text{ KN}$

Les sollicitations calculées sont représenté dans le tableau suivant :

**Tableau. II.44.** Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage

Désignation	$M_{x1}$ (KN.m)	$M_{y1}$ (KN.m)
ELU	8.59	5.76
ELS	6.36	4.27

**- Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle**

Les moments sont donnés par les expressions suivantes :

ELU :  $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 99.11 \text{ KN/m}$  avec  $\begin{cases} G_t = 72.3 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

ELS :  $P_s = G + Q = 73.3 \text{ KN/m}$

$\rho = 0.73 > 0.4 \rightarrow$  à l'ELU  $\begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.4780 \end{cases}$  à l'ELS  $\begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.6188 \end{cases}$

$M_2^x = q_u \times l_x^2 \times \mu_x$

$M_2^y = M_0^x \times \mu_y$

$M_{x2}$  et  $M_{y2}$  sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau. II.45.** évaluations des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle

Désignation	$M_{x2}(\text{KN.m})$	$M_{y2}(\text{KN.m})$
ELU	23.11	11.05
ELS	18.73	15.85

**- Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_0^x = M_{x1} + M_{x2} \\ M_0^y = M_{y1} + M_{y2} \end{cases}$$

La superposition des moments est représenté dans le tableau suivant :

**Tableau. II.46.** La superposition des moments

Désignation	$M_0^x(\text{KN.m})$	$M_0^y(\text{KN.m})$
ELU	31.7	16.81
ELS	25.09	11.58

**-Les moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_0^x \\ M_{ty} = 0.85M_0^y \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.4M_0^x \end{cases}$$

Les moments corrigés sont représenté dans le tableau suivant :

**Tableau. II.47.** Superposition des moments

Désignation	$M_{tx}(\text{KN.m})$	$M_{ty}(\text{KN.m})$	$M_{ax}(\text{KN.m})$	$M_{ay}(\text{KN.m})$
ELU	26.95	14.29	-12.68	-6.72
ELS	21.33	9.84	-10.04	-4.63

**- Ferrailages**

La section considérée est une section de (1m×0.20m) sollicité à la flexion simple.

$b = 100\text{cm}$ ,  $h = 20\text{cm}$ ,  $d=16.5\text{cm}$

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux qui suivent:

**Tableau. II.48.** Ferrailage de la dalle de la salle de machine vérification

sens		M (KNm.)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )
Travée	x-x'	26.95	0.0698	0.0906	0.159	4.87	1.82	7HA10 =5.50
	y-y'	14.29	0.037	0.0471	0.162	2.54	1.6	6HA8 =3.02
Appui	x-x'	-12.68	0.0328	0.0417	0.162	2.24	1.82	5HA8=2.51
	y-y'	-6.72	0.0174	0.0219	0.164	1.18	1.6	4HA8=1.51

**- Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \tau_{adm} = 2.5MPa$$

$\rho = 0.73 > 0.4 \rightarrow$  Flexion simple dans deux sens

$$V_x = q_u \frac{l_x}{3} = 62.77KN$$

$$V_y = q_u \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 68.98KN$$

$$\tau_u = \frac{68.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.165} = 0.42MPa < 2.5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**- Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc};$$

$$\sigma_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right] = \sigma MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \quad I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau. II.49.** Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis

Le sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	remarque	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	remarque
Travée	x-x	26.95	4.45	14917	6.373	15	Vérifiée	258.259	201.63	N- Vérifiée
	y-y	14.29	3.44	9083.5	3.73	15	Vérifiée	212.28	201.63	N- Vérifiée
Appui	x-x	-12.68	3.16	7751.8	4.1	15	Vérifiée	258.899	201.63	N- Vérifiée
	y-y	-6.72	2.51	4960.2	2.35	15	Vérifiée	195.871	201.63	Vérifiée

On doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS. Le calcul des sections d'armatures en travées sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau. II.50.** Calcul des sections d'acier à L'ELS.

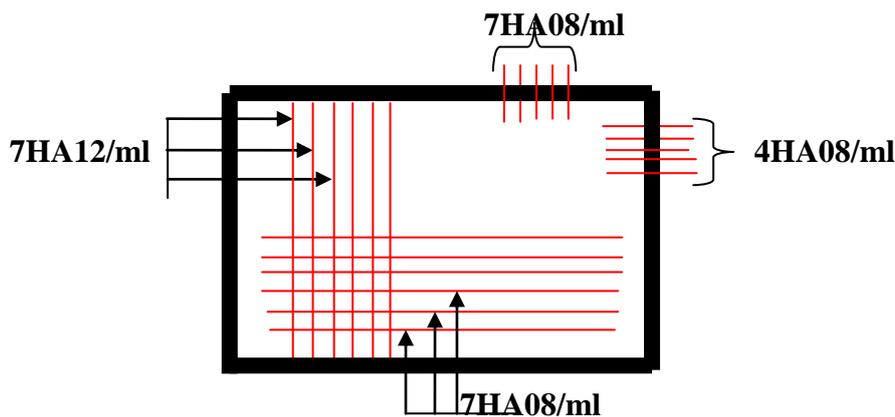
Endroit		Mser (KN.m)	Aser (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des barres	St (cm)
Travée	x-x	21.33	7.044	7HA12=7.92	15
	y-y	9.84	3.18	7HA8=3.53	15
Appui	x-x	10.04	3.22	7HA8=3.53	15

**- Etat limite de déformation**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right) \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.105 > 0.0425 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_t = 0.0048 < 0.005\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

❖ **Schéma de ferrailage**



**Figure. II. 30.**Schéma de ferrailage dalle machine.

# Chapitre III

## Etude dynamique

### III.1. Introduction

Le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humains), pour cela, dans le cas des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré, relativement fréquent, pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrements.

### III.2. Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente ;
- Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### III.2.1. Méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale : **RPA99 (Article 4.2.3).**

La force sismique  $V$  ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement

Dans les deux directions horizontale et orthogonale selon la formule :  $V_{sr} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$

- $A$  : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau 4.1)**

Le coefficient  $A$  représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Elle dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2 ;
- Zone sismique : zone IIa  $\Rightarrow A = 0.15$
- $R$  est un coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, le bâtiment est implanté dans une zone sismicité IIa et il dépasse 14m donc le contreventement par portiques auto stables, est inadéquat par rapport aux prescriptions du RPA. Pour cela on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction. Le RPA préconise dans ce cas de prendre un coefficient :  $R = 5$

- $Q$  : Facteur de qualité.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

$P_q$  : est la pénalité retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :  $P_{qx}$  ;  $P_{qy}$  **RPA99** (tableau 1)

**Tableau III.1.** Valeurs des pénalités

" Critère q "	$P_{qx}$		$P_{qy}$	
	Observé	Non observé	Observé	on observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0	oui	0
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	/	Oui	/
6- Contrôles d'exécution	Oui	/	Oui	/

**Justification**

Pour 5 et 6 on suppose qu'un contrôle de qualité des matériaux sont assurés par maitre d'ouvrage.

Donc  $\begin{cases} Q_x = 1.05 \\ Q_y = 1.05 \end{cases}$        $W = \sum_{i=1}^n W_i$       avec  $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$  **RPA99 (Formule 4.5)**

- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.
- $\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet on a des niveaux à usage bureautique, donc un coefficient de pondération  $\beta = 0.20$ .

On a : **W=30448,9353KN**

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Pour le calcul du facteur D, qui est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ). Il est donné par l'expression

Suivante :  $D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$  **RPA99 (Formule 4-2)**

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

La structure à étudier est située dans un site ferme  $S_2$ .

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s \end{cases} \text{ RPA (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Avec  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (RPA 99/2003 Tableau 4.2)

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

Portique auto stable  $\Rightarrow \zeta = 7\%$  , Voile  $\Rightarrow \zeta = 10\%$

Donc pour une construction mixte on prend la moyenne  $\Rightarrow \zeta = 8.5\%$

$$\text{Donc} \quad \eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} = 0.82 \geq 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

$h_n = 30.6$  m Hauteur mesurée en mètre jusqu' à la base du bâtiment.

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage

$\Rightarrow C_T = 0.05$ . (Tableau 4.6 du RPA99/2003). D'où :  $T = 0.65s$ .

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{(RPA99 (Formule 4-7))}$$

➤ L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$\begin{cases} L_x = 17.4m \\ L_y = 10.9m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.66s \\ T_y = 0.83s \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = \min(T_x; T) = 0.65s < T_2 = 0.66s \\ T_y = \min(T_y; T) = 0.65s < T_2 = 0.83s \end{cases} \Rightarrow \text{après majoration de 30\%} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.85s \\ T_y = 0.85s \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car : } 0.5 \leq T \leq 3s \rightarrow \begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left( \frac{0.4}{0.65} \right)^{2/3} = 1.48 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left( \frac{0.4}{0.65} \right)^{2/3} = 1.48 \end{cases}$$

Donc :  $V_{stx} = V_{sty} = 1419.53$  KN .

### III.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

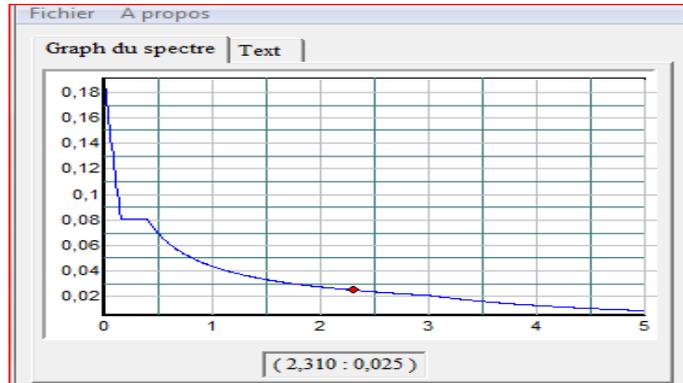
Le spectre de reponse utilisé est déterminé par le RPA99/2003 (Formule 4.13) :

$$s \frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \end{cases}$$

$$\frac{S_a}{g} = \left\{ \frac{S_a}{g} = \left\{ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) \right. \right. \quad T > 3.0 \text{ s}$$

**RPA99 (Formule 4-13)**

Le spectre correspondant est :



**Figure III.1.** Spectre de réponse sens X-X et Y-Y

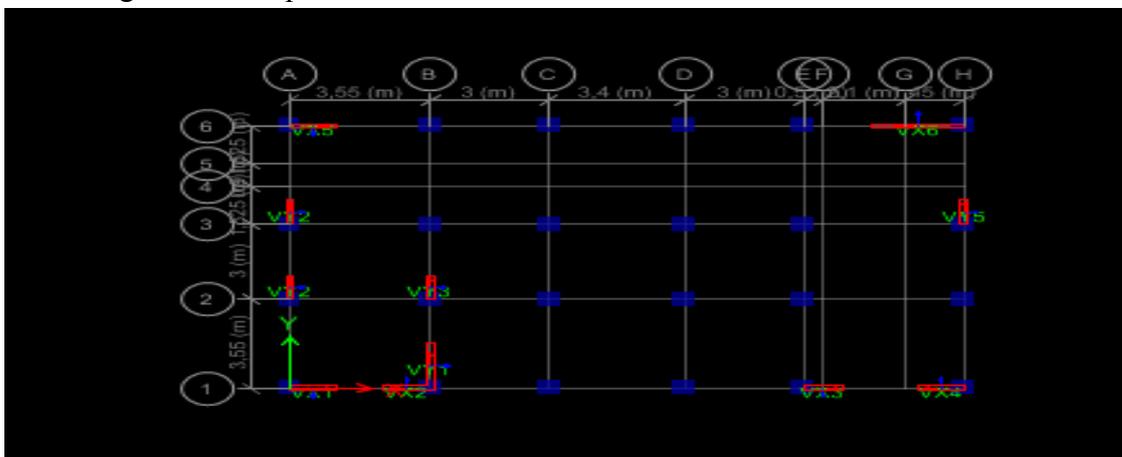
**III.3. Modélisation et résultats :**

La forme architecturale de la structure à étudier, nous à pousser à une recherche d'un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur de bâtiments dépasse les 20 mètres, donc selon RPA99/V2003 (article 3.4) on doit introduire des voiles.

Après avoir testé plusieurs dispositions, on a cette disposition :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c'est l'**ETABS version 16**.



**Figure. III.2.** Vue en plan de la disposition des voiles

**Remarque**

Les sections des poteaux et des poutres déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et les sections des voiles ont été diminués, les nouvelles sections sont suivantes :

**Tableau III.2.** Dimensions finales des éléments structuraux

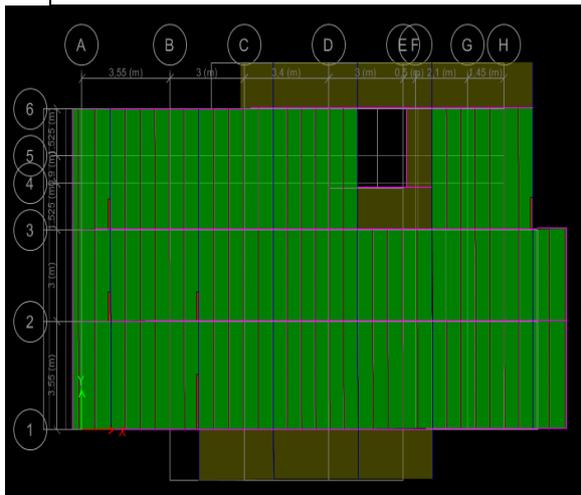
Niveaux		Ss sol+ RDC	1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ère</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Poteaux		65X70	60X65	55X60	50X55	45X50
Poutre	pp	35X40				
	ps	35X40				
Voile		15				

a). Périodes de vibration et participation massique

Tableau III.3. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

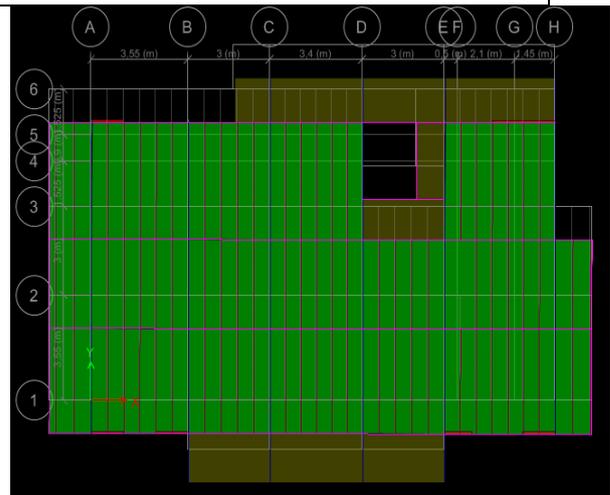
Mode	période	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	Sum U <sub>x</sub>	Sum U <sub>y</sub>
1	0,829	0,0003	0,7451	0,0003	0,7451
2	0,752	0,731	0,0005	0,7313	0,7455
3	0,684	0,0001	0,0001	0,7314	0,7456
4	0,274	0,0002	0,1127	0,7316	0,8582
5	0,242	0,1227	0,0005	0,8543	0,8588
6	0,221	0,0046	0,006	0,8589	0,8648
7	0,18	0,0013	0,0194	0,8601	0,8842
8	0,176	0,0178	0,0014	0,8779	0,8856
9	0,168	0,0012	0,0002	0,8791	0,8858
10	0,133	0,000049	0,0356	0,8791	0,9214
11	0,117	0,0381	0,0006	0,9172	0,922
12	0,113	0,0088	0,0019	0,926	0,9239

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe Y atteint les 90% au bout du 10<sup>ème</sup> mode, et selon l'axe X au bout du 11<sup>ème</sup> mode



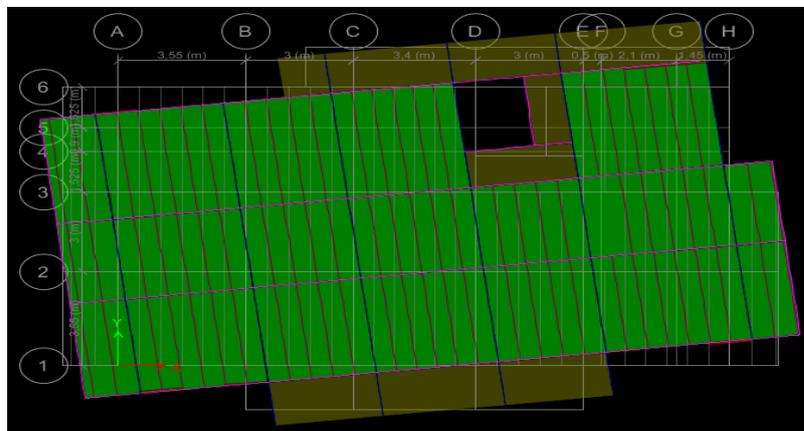
T<sub>1</sub>=0,829sec

Figure. III.3. 1<sup>er</sup> mode (translation suivant Y)



T<sub>2</sub>=0,752sec

Figure. III.4. 2<sup>ème</sup> mode (translation suivant X)



T<sub>3</sub> = 0,684sec

Figure. III.5. 3<sup>ème</sup> mode (torsion autour de Z)

**b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques :**

Les tableaux III.3 et III.4 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales

**Tableau III.4.** Vérification sous charges verticales

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
RDC	28328,816	4782,4279	85,5564837	14,4435163
1	24614,5631	4567,8139	84,3473549	15,6526451
2	21189,4808	4057,8788	83,9275122	16,0724878
3	17703,4729	3729,072	82,6008903	17,3991097
4	14477,561	3134,061	82,2045863	17,7954137
5	11243,653	2657,6793	80,8818375	19,1181625
6	8222,8055	1961,1443	80,7427929	19,2572071
7	5246,0948	1323,1349	79,8585989	20,1414011
8	2514,5438	573,3662	81,4319005	18,5680995

**Conclusion**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charges verticales est vérifiée dans tous les niveaux.

**Tableau III.5.** Vérification sous charges horizontales

Niveau	Charges reprise (KN)				Pourcentage(%)			
	Sens-X		Sens-Y		Sens-X		Sens-Y	
	portique	voile	portique	voile	portique	voile	portique	voile
RDC	503,3316	686,6161	643,3759	434,5725	42,29863	57,70136	59,6852	40,31477
1	454,7629	646,5069	601,1177	409,5473	41,29441	58,70558	59,4774	40,52255
2	495,3263	534,0318	600,8849	347,8954	48,11992	51,88007	63,3323	36,66764
3	428,0077	519,4498	520,8893	353,324	45,17434	54,82565	59,5837	40,41622
4	447,6832	408,6069	498,962	287,4253	52,28172	47,71827	63,4499	36,55009
5	347,7047	391,238	391,7258	287,574	47,05435	52,94564	57,6661	42,33388
6	342,7943	266,1463	349,7687	206,7756	56,29355	43,70644	62,8465	37,15348
7	229,9781	224,6223	236,4994	176,5244	50,58906	49,41093	57,2604	42,73952
8	232,5231	94,6314	179,8948	91,1224	71,07440	28,92559	66,3776	33,62236

**Conclusion**

Le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié

**III.4. Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues aux séismes. L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition

Suivant 
$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau III.5.

**Tableau III.6.** Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Effort normale (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )	$f_{c28}$ (MPa)	$\nu$	Observation
Sous sol et RDC	2187,31	65X70	25	0,192	Vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	1852,52	60X65	25	0,190	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	1252,83	55X60	25	0,152	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	853,369	50X55	25	0,124	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	477,393	45X50	25	0,085	Vérifiée

**III.5. Vérification de la résultante des forces sismique**

Selon l'article 4.3.6 de l'**RPA99**, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ . ( $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$ )

**Tableau III.76.** Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	Observation
Sens x-x	1213.6499	1419.53	1135.623	vérifiée
Sens y-y	1143.5923	1419.53	1135.623	vérifiée

**III.6. Justification vis à vis des déformations**

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Avec :} \quad \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

$\Delta K$ : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

$\delta_{eK}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7.

**Tableau III.8.** Vérification des déplacements.

Niveau	Sens -X						Sens-Y					
	$\delta_{eK}$ (m)	$\delta_K$ (m)	$\delta_{K-1}$ (m)	$\Delta_K$ (m)	$h_K$ (m)	$\Delta_K / h_K$ (%)	$\delta_{eK}$ (m)	$\delta_K$ (m)	$\delta_{K-1}$ (m)	$\Delta_K$ (m)	$\Delta_K / h_K$ (%)	
1	0.00054	0,0027	0	0,0027	3.40	0,079	0.0006	0,0033	0	0,0033	0,0995	
2	0.00168	0,0084	0,003	0,0057	3.40	0,167	0.0020	0,0010	0,003	0,006	0, 199	
3	0.00303	0,0151	0,008	0,0067	3.40	0,199	0.0036	0,0178	0,010	0,007	0, 2270	
4	0.00346	0,0223	0,015	0,0071	3.40	0,209	0.0052	0,0262	0,017	0,0083	0, 2448	
5	0.00586	0,0293	0,022	0,0069	3.40	0,205	0.0068	0,0341	0,026	0,007	0, 2336	
6	0.00711	0,0359	0,029	0,0066	3.40	0,195	0.0083	0,0413	0,034	0,007	0, 2117	
7	0.00942	0,0419	0,0359	0,0059	3.40	0,175	0.0095	0,0474	0,041	0,006	0, 1801	
8	0.01028	0,04711	0,041	0,0051	3.40	0,152	0.0105	0,0525	0,047	0,005	0, 1483	
9	0.01107	0,0514	0,0471	0,0043	3.40	0,127	0.0114	0,0572	0,0525	0,0047	0, .1401	

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

### III.7. Justification vis à vis de l'effet P-Δ [RPA (5.9)]

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement.

Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \quad \text{avec : } P_k = \sum_{i=k}^n (Wg_i + Wq_i)$$

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

$h_k$ : hauteur de l'étage "k".

- Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$  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 doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau III.8.

**Tableau III.9.** Vérification de l'effet P-Δ

Niveau	$h_k (m)$	$P_k (t)$	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k (m)$	$V_k (t)$	$\theta_k$	$\Delta_k (m)$	$V_k (t)$	$\theta_k$
1	3.4	3044,89353	0,0027	121,36499	0,020	0,0033	1143,5923	0,0026
2	3.4	2684,52829	0,0057	118,79531	0,037	0,006	1120,5296	0,0047
3	3.4	2337,4168	0,0067	112,53891	0,041	0,007	1061,2874	0,0050
4	3.4	1990,30531	0,0071	104,07563	0,040	0,0083	978,105	0,00498
5	3.4	1654,63758	0,0069	93,70395	0,036	0,007	876,7887	0,00440
6	3.4	1318,96984	0,0066	80,94131	0,031	0,007	755,9727	0,00369
7	3.4	993,72585	0,0059	66,21977	0,026	0,006	617,5008	0,00289
8	3.4	668,48186	0,0051	49,57439	0,020	0,005	458,9805	0,00216
9	3.4	352,64162	0,0043	28,8056	0,015	0,0047	264,1908	0,0018

D'après les résultats obtenus dans le tableau III.9, les effets P-Δ peuvent être négligés.

### III.8. CONCLUSION

Nous avons opté pour une bonne disposition des voiles, qui vérifie toutes les exigences du RPA99 version 2003 (période de vibration, interaction, taux de participation massique, effet P-Δ, effort normal réduit).

# Chapitre IV

## Etude des éléments principaux

**IV.1. Introduction**

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

**IV.2. Etude des poteaux**

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super structure vers la fondation, ces poteaux sont sollicités en flexion composée.

Leur ferrailage se fait selon les combinaisons de sollicitations suivantes :

- 1)  $1.35G+1.5Q$  ; 2).  $G+Q$  ; 3).  $G+Q+E$  ; 4).  $G+Q-E$  ; 5).  $0.8G+E$  ; 6).  $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes:

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.  $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$  ;
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.  $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$  ;
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.  $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$  ;

**IV.2.1. Recommandations du RPA99 (version 2003)**

**a) Armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\Phi$  en zone IIa
- La distance ou espacement ( $S_i$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau IV.1.

**Tableau .IV.1.** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	section du poteau ( $cm^2$ )	$A_{min} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$ Zone courante	$A_{max} (cm^2)$ zone de recouvrement
Sous sol et RDC	65X70	36.4	182	273
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	60X65	31.2	156	234
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	55X60	26.4	132	198
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	50X55	22	110	165
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	45X50	18	90	135

**b) Armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(1).$$

- $V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.
- $h_1$  : hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- $\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

b tranchant ; il est pris égale à :

$$2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad \text{avec : } (\lambda_g : \text{l'élancement géométrique}).$$

$$3.75 \quad \text{Si } \lambda_g \leq 5$$

$$\lambda_g = l_f / a \quad \text{ou} \quad \lambda_g = l_f / b$$

(a et b) sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

$t$  : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\Phi_L^{\min}, 15 \text{ cm})$ .
- ✓ dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_L^{\min}$ .

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t / (t \times b_1)$  en % est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0.3\% (t \times b_1)$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0.8\% (t \times b_1)$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 \Rightarrow \text{interpoler entre les valeurs précédentes.}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \Phi_t$  (au minimum).

- **Calcul de ferrailage**
  - **Ferrailage longitudinal**

**Hypothèse de calcul :**

- ✓ Le calcul en flexion composée ;
- ✓ Fissuration peu nuisible ( $c = 3 \text{ cm}$ ).

**IV.2.2. Les sollicitations maximales :**

Le ferrailage des poteaux est calculé par les sollicitations de calcul résultant les combinaisons les plus défavorables qui sont tirées directement du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2 .Sollicitations dans les poteaux.**

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	(KN.m)
SS et RDC	2319.7967	6.4299	148.0997	698.7199	-235.8969	12.7614
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	2051,665	14,0408	130,4587	1129,627	-96,7097	9,9691
3 <sup>er</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	1544,9105	11,2767	120,6894	878,7288	64,336	11,9701
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	1059,6769	11,534	93,2003	477,5071	92,8342	477,5071
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> Etage	593,109	13,7811	62,7924	154,9381	-6,494	2,9466

➤ **Calcul du ferrailage**

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans le tableau IV.3.

Données :

$$N_{\min} = 64.3336KN$$

$$M_{cor} = 11.9701KN.m$$

$$h=60cm; b=55cm; d=57cm; d'=0,03cm$$

**Situation accidentelle :**  $\gamma_b = 1.15$  et  $\gamma_s = 1$

$$f_{bu} = 18.47MPa \quad \text{combinaison accidentelle.}$$

$e_G = M / N = 0.18m$   $e_G < h/2 = 0.60/2 = 0.3m \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b)$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 11,9701 + 64,3336 \times (0.57 - 0.60/2) = 29,34KN.m$$

$$(a) = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.03) \times 0.60 \times 0.55 \times 18.47 = 1,08$$

$$1,08 > (b) = [64,3336 \times (0.57 - 0.03) - 11,9701] \times 10^{-3} = 0.022 \dots\dots\dots n'est pas vérifiée.$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{29,34 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 18.47} = 0.0088$$

$$\mu_{bu} = 0.195 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400MPa$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.011$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.567m.$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{29,34 \times 10^{-3}}{0.567 \times 400} = 1,29cm^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 1,29 \times 10^{-4} - \frac{64,3336 \times 10^{-3}}{400} = -0.32cm^2 \Rightarrow A_s = 0cm^2.$$

Le tableau IV.3 résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux

**Tableau IV.3.**Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveau	Sections	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sous sol et RDC	65X70	3,44	36.4	12HA20=37.7
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	60X65	1,63	31.2	8HA20+4HA16=33.17
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	55X60	0	26.4	4HA20+8HA16=28.65
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	50X55	0	22	4HA20+8HA14=24.89
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	45X50	1,44	18	4HA16+8HA14=20.35

**VI.2.3. Armatures transversales**

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage transversal des poteaux des différents niveaux :

**Tableau IV.4.** Calcul des armatures transversales.

Niveau	Sous sol et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 étages	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>em</sup> , 8 <sup>em</sup> étage	7 <sup>em</sup> , 8 <sup>em</sup> étage
Section (cm)	70×65	65×60	60×55	55×50	50×45
$\phi_s^{\max}$ (cm)	2	2	2	2	1.6
$\phi_s^{\min}$ (cm)	2	1.6	1.6	1.4	1.4
$l_0$ (cm)	300	300	300	300	300
$l_f$ (cm)	210	210	210	210	210
$\lambda_g$	3	3.25	3.5	3.82	4.2
$V_u$ (KN)	119,378	166,5992	154,5351	114,4679	75,3896
$S_t$ (cm)	10	10	10	10	10
$A^t$ (cm)	1.59	2,4	2,4	2,14	1,59
$A^t_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	5.2	4.44	3.7	3.26	2.25
$A^t_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>8HA10=6.28</b>	<b>8HA10=6.28</b>	<b>6HA10=4.71</b>	<b>6HA10=4.71</b>	<b>6HA8=3.02</b>

**IV.2.4 .Vérifications**

**a) Vérification au flambement**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{Avec : } B_r = (b - 2) \times (h - 2) \quad \text{: section réduite du poteau}$$

Il faut vérifier la condition de flambement :  $N_u^{\max} < N_u$

La vérification des poteaux au flambement devra se faire de la même manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au chapitre 2. Les résultats sont récapitulés dans le tableau IV.5.

**Tableau IV.5.** Vérification des poteaux vis-à-vis du flambement.

Niveaux	B(m)	h(m)	L <sub>r</sub> (m)	$\lambda$	$\alpha$	B <sub>r</sub> (m)	Nu(kn)	Nd(kn)	Observation
Ss sol et RDC	0,65	0,7	2,1	10,5	0,83	0,42	7821,43	2425,10	Vérifié
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	0,6	0,65	2,1	11,66	0,83	0,36	6671,22	2051,665	Vérifié
3 <sup>er</sup> , 4 <sup>ème</sup>	0,55	0,6	2,1	11,66	0,83	0,31	4727	1544,9105	Vérifié
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	0,5	0,55	2,1	13,29	0,83	0,25	4644,66	1544,9105	Vérifié
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	0,45	0,5	2,1	14,56	0,82	0,2	3722,91	1059,6769	Vérifié

Condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement

▪ **Etat limite de service :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau

**b) Vérification des contraintes**

Cas d'une section entièrement comprimé la vérification des contraintes ça sera comme suit :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre superieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inferieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogen).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

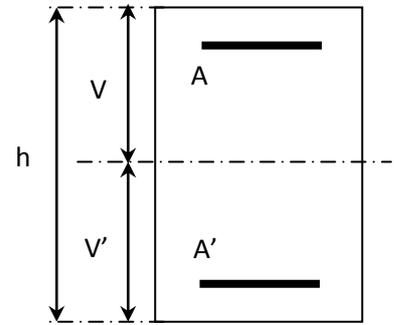


Figure .IV.1. Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le

Tableau IV.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	v (cm)	v' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc1</sub> (MPa)	σ <sub>bc2</sub> (MPa)	σ̄ (MPa)
Ss, RDC	4550	67	37,7	35	35	0,034	1697,163	23,9809	3,6	2,9	15
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	3900	62	33,17	32,5	32,5	0,018	1500,954	27,7757	3,9	2,9	15
3 <sup>em</sup> , 4 <sup>ème</sup>	1800	57	28,64	30	30	0,013	1130,489	27,4365	3,7	2,4	15
5 <sup>em</sup> , 6 <sup>ème</sup>	2750	52	24,87	27,5	27,5	0,009	776,0276	27,1863	3,3	1,7	15
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	5000	47	20,35	27	27	0,006	414,809	30,3390	2,9	1,9	15

c) Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement Conventionnelle de calcul dans le béton (τ<sub>bu</sub>) sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

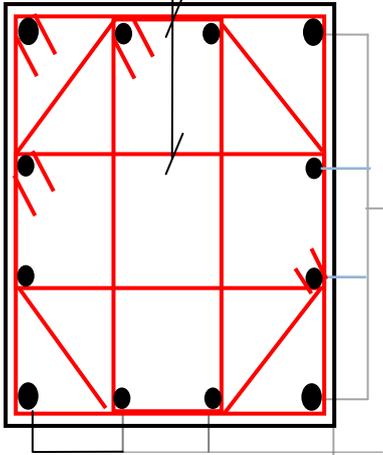
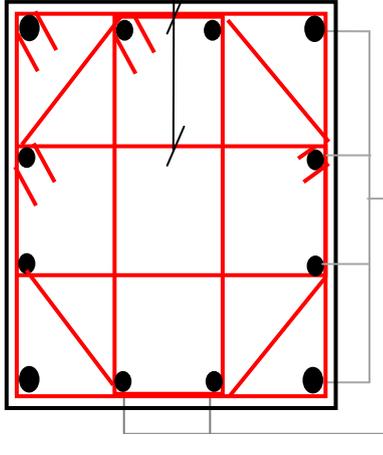
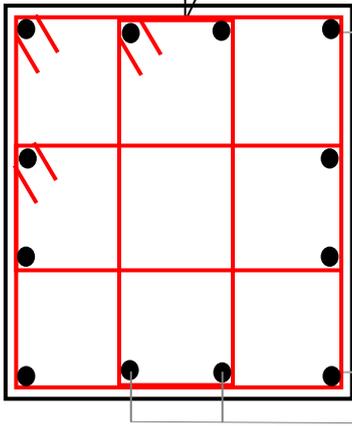
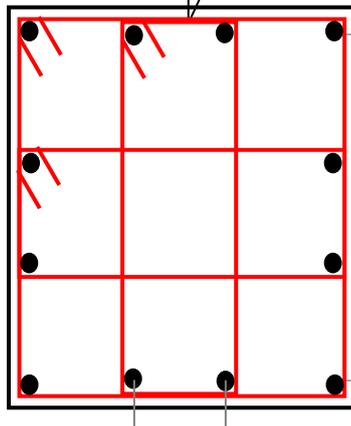
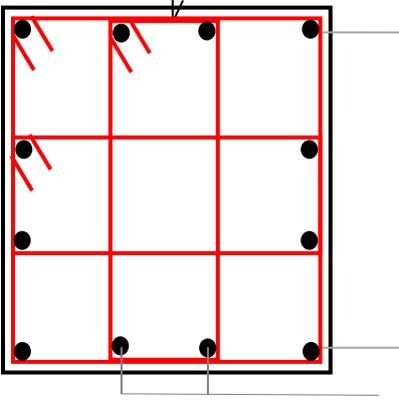
$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec:} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} \quad ; \quad \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau IV.7.

Tableau IV.7. Vérification de poteaux vis-à-vis des sollicitations tangentes

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>d</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> MPa	τ̄ <sub>bu</sub> MPa	Observation
Ss, RDC	4550	210	3	0,04	67	119,378	0,27	1	Vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	3900	210	3,23	0,04	62	166,5992	0,44	1	Vérifiée
3 <sup>er</sup> , 4 <sup>ème</sup> ,	1800	210	3,5	0,04	57	154,5351	0,49	1	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	2750	210	3,82	0,04	52	114,4679	0,4	1	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	5000	210	4,2	0,04	47	75,3896	0,32	1	Vérifiée

Tableau IV.8.Schéma de ferrailage de poteau tous les étages

Sous sol + RDC	1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage
 <p>4 cadres 10 St=10cm 4HA20 4HA20</p>	 <p>4 cadres T10 4HA20 2HA16</p>
<p>Poteau (65*70)</p>	<p>Poteau (60*65)</p>
 <p>3 cadres T10 2HA20 2HA16</p>	 <p>3 cadres T10 2HA20 2HA14</p>
<p>Poteau (55*60) 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étage</p>	<p>Poteau (50*55) 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> étage</p>
 <p>3 cadres T8 2HA16 2HA14</p> <p>Poteau(50*45) 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> étage</p>	

**IV.3. Etude des poutres**

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS V16**, qui sont tirées des combinaisons les plus défavorable exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :  
 1.35G+1.5Q ; G+Q ; G+Q+E ; G+Q-E ; 0.8G+E ; 0.8G-E

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutre à étudier :

- ✓ Poutre principales (35X40).
- ✓ Poutre secondaires (35X40).

**IV.3.1. Les recommandations du RPA99/version2003**

**a). Les armatures longitudinales**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :  $0.5\% \times b \times h$  en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - \*  $4\% \times b \times h$  En zone courante.
  - \*  $6\% \times b \times h$  En zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\phi_{max}$  en zone IIa avec :  $\phi_{max}$  : est le diamètre maximal utilisé.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

**b). Les armatures transversales**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - $S \leq \min (h/4 ; 12\phi_l)$  en zone nodale
  - $S \leq h/2$  en dehors de la zone nodale

Avec : h : La hauteur de la poutre
- ✓ La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

**IV.3.2. Recommandation de BAEL**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

**IV.3.3. Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99V2003**

**Tableau. IV.09.** Section minimale des aciers longitudinaux pour les poutres.

Type de poutres	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	35×40	7.00	56	84
Secondaire	35×40	7.00	56	84

IV.3.4. Sollicitations de calculs

Tableau. IV.10. Enveloppe des maxima des efforts internes dans les poutres PP et PS

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M <sub>travée</sub> KN.m	M <sub>appui</sub> KN.m	V KN	M <sub>travée</sub> KN.m	M <sub>appui</sub> KN.m	V KN
Etage courant	45.4405	-92.3180	82.1367	58.564	43.0938	71.598
Terrasse inac	32.6514	-67.5428	71.2337	45.9361	26.7199	55.2764

IV.3.4.1. Calcul du ferrailage

➤ P'ÉLU (flexion simple)

a). Calcul du moment réduit ultime

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) avec les Sollicitations max (étage courant) suivantes :

$$M_t = 45.44 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(\text{EL A})$$

$$M_a = -92.32 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(\text{ELU})$$

Ferrailage

Armatures en appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{92.32 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.135$$

$$\mu_{bu} = 0.135 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.183$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.343 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{92.32 \times 10^{-3}}{0.343 \times 348} = 7.73 \text{ cm}^2$$

Armatures en travées

$$\mu_{bu} = \frac{45.44 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.37^2 \times 18.47} = 0.051$$

$$\mu_{bu} = 0.051 < \mu_t = 0.392 \quad \text{pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.302$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.325 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{45.44 \times 10^{-3}}{0.325 \times 400} = 3.50 \text{ cm}^2$$

Les autres poutres, sont calculées de la même manière précédente.

Tableau. IV.11. Ferrailage des poutres PP et PS

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Etage courant	PP	35×40	Appuis	7.73	7.00	<b>3HA14F+3HA12CH=8.01</b> <b>3HA14F=4.62</b>
			Travées	3.50		
	PS	35×40	Appuis	2.98	7.00	<b>3HA12F=3.39</b> <b>3HA14F=4.62</b>
			Travées	4.10		
Terrasse inaccessible	PP	35×40	Appuis	5.23	7.00	<b>3HA14F+2HA12CH=7.7</b> <b>3HA12=3.39</b>
			Travées	2.60		
	PS	35×40	Appuis	2.411	7.00	<b>3HA12F=3.39</b> <b>3HA14F=4.62</b>
			Travées	3.19		

F : Armatures filantes

CH : Armatures chapeaux

b). Vérification des armatures

▪ Les longueurs de recouvrement

$$l_r > 40 \times \phi$$

$\varphi = 16mm \Rightarrow l_r > 64cm;$  on adopte  $l_r = 70 cm$

$\varphi = 14mm \Rightarrow l_r > 56cm;$  on adopte  $l_r = 60cm$

$\varphi = 12cm \Rightarrow l_r > 48cm;$  on adopte  $l_r = 50 cm$

**c).Armatures transversales**

**Calcul de  $\Phi_t$**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales : } \phi_t \leq \min(12; 11.42; 35) mm \\ \text{Poutres secondaires : } \phi_t \leq \min(12; 11.42; 35) mm \end{cases}$$

Donc on prend  $\phi_t = 8mm$  et  $A_t = 4\phi 8 = 2.01 cm^2$  (1cadre + 1 étrier)

**d).Calcul des espacements des armatures transversales**

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2)

En zone nodale:  $S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{min}; 30cm\right) \rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10cm \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 10cm \end{cases}$

En zone courantes:  $S_t = \frac{h}{2} \rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 15cm \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 15cm \end{cases}$

**e).Vérification des sections d'armatures transversales**

$A_t = 2.01cm^2 > A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575cm^2$ .....Condition vérifiée

**IV.3.4.2.Vérification à l'ELU**

**a).Condition de non fragilité**

$$A^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{min} = 1.56cm^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{min} = 1.56cm^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**b).Contrainte tangentielle maximale**

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \text{ (FPN)}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau VI.12.

**Tableau. IV.12.** Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu(KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	82.14	0.63	3.33	Vérifiée
Secondaires	71.60	0.55	3.33	Vérifiée

**c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ Appuis de rives  $A_t > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ Appuis intermédiaires  $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les vérifications sont résumées dans le tableau IV.13.

**Tableau. IV.13.** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Vu(KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>t</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>int</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	8.01	82.14	92.32	2.36	1.03	Vérifiée
Secondaires	4.62	71.60	58.56	2.06	0.92	Vérifiée

**IV.3.4.3.Vérification à l’ELS**

**a). Etat limite de compression du béton**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15 d A_s = 0 \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d)^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau V.14.

**Tableau IV.14.** Vérification de l’état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M <sub>ser</sub> KN.m	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	I cm <sup>4</sup>	Y cm	σ <sub>bc</sub> MPa	σ̄ <sub>bc</sub> MPa	Observations
PP	Appuis	-28.44	8.01	100722	13.08	3.69	15	Vérifié
	Travées	17.22	4.62	65912	10.45	2.85	15	Vérifié
PS	Appuis	-29.39	4.62	65912	10.45	4.66	15	Vérifié
	Travées	24.66	3.39	51261	9.16	4.40	15	Vérifié

**b). Etat limite de déformation (évaluation de flèches)**

D’après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

1)  $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$ ; 2)  $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$ ; 3)  $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$  ..... **BAEL91 (Art B.6.5).**

**Tableau IV.15.** Vérification de la flèche pour les poutres

Poutres	h <sub>t</sub> cm	b cm	L cm	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	35	405	4.62	0.099	0.007	0.0036	0.01	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée
PS	40	35	395	3.39	0.10	0.012	0.0026	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ **Vérification des zones nodales**

La vérification des zones nodales est l’une des exigences du RPA 99/03 (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant aux nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d’un coefficient de majoration de 1.25. Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d’orientation de l’action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant  $M_r$  d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton.
- de la quantité d'acier dans la section du béton.
- de la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que : 
$$M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } Z = 0.9 \times h$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau IV.16.

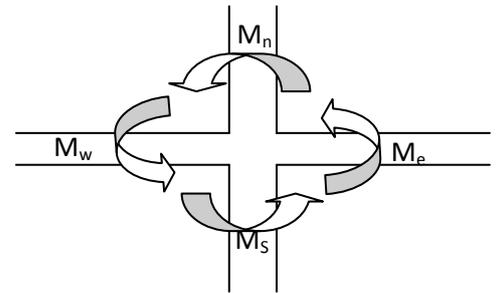


Figure IV.2. Schéma de la Zone nodale

Tableau. IV.16. Les moments résistants dans les poteaux.

Section (cm <sup>2</sup> )	H (cm)	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Sous sol+RDC	70	63	37.7	826.535
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	65	58.5	33.17	675.275
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	60	54	28.65	538.391
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	55	49.5	24.89	428.755
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	50	45	20.35	318.681

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau V.17.

Tableau. IV.17. Les moments résistants dans les poutres.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Les étages courant	P.P (35 × 40)	36	8.01	100.35
Terrasse inaccessible	P.P (35 × 40)	36	7.7	96.47
	P.S (35 × 40)	36	3.39	42.47

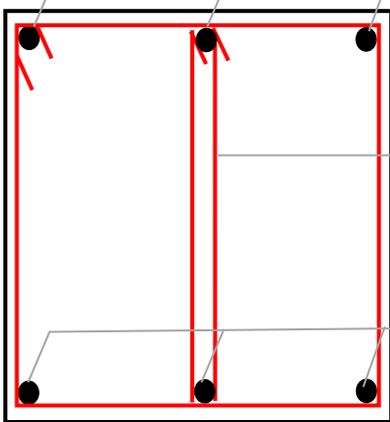
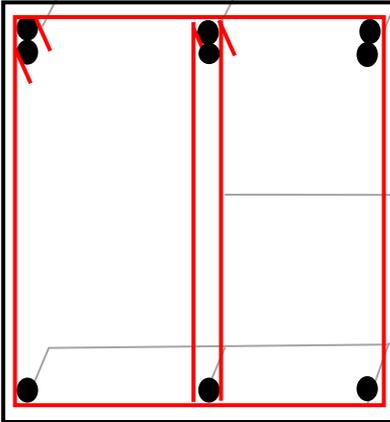
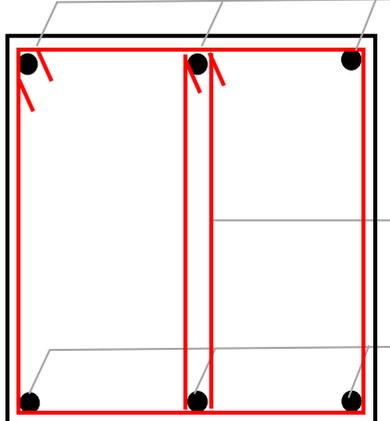
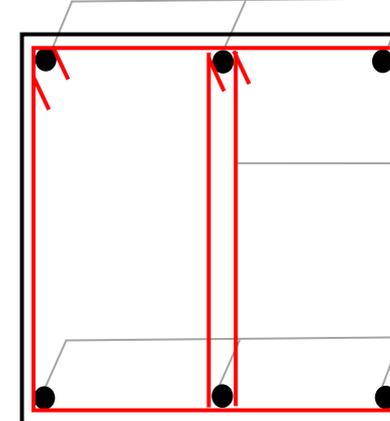
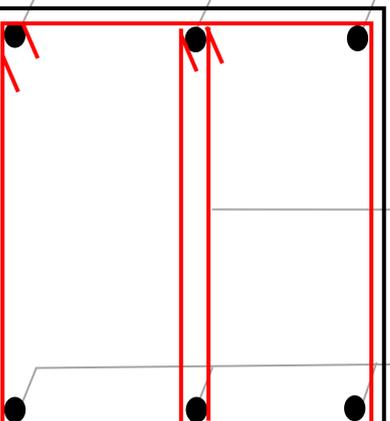
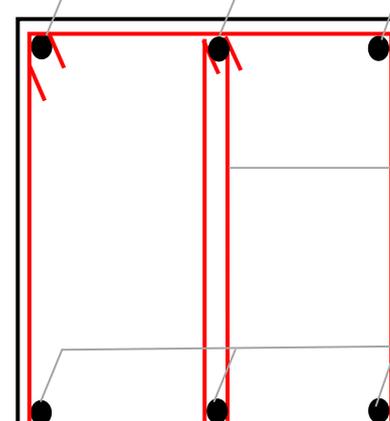
➤ Vérification

Les résultats des vérifications de la condition  $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$  sont donnés dans le tableau

Tableau. IV.18. Vérification des moments résistants dans les poutres.

Niveaux	plan	M <sub>N</sub> (KN.m)	M <sub>S</sub> (KN.m)	M <sub>W</sub> = M <sub>E</sub> (KN.m)	M <sub>N</sub> +M <sub>S</sub> (KN.m)	1.25 (M <sub>W</sub> +M <sub>E</sub> ) (KN.m)	Vérification
Sous sol+ RDC	PP	826.535	826.535	100.35	1653.069	250.88	Vérifié
	PS			42.47		106.175	Vérifié
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	PP	675.275	826.535	100.35	1501.809	250.88	Vérifié
	PS			42.47		106.175	Vérifié
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	PP	538.391	675.275	100.35	1213.666	250.88	Vérifié
	PS			42.47		106.175	Vérifié
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	PP	428.755	538.391	100.35	967.146	250.88	Vérifié
	PS			42.47		106.175	Vérifié
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	PP	318.681	428.755	96.47	747.436	241.175	Vérifié
	PS			42.47		106.175	Vérifié

Tableau. IV.19. Schéma de ferrailage des poutres (PP et PS)

Poutre principale étages courant (35×40)	
 <p>3HA14 1 étrier + 1 cadre T8 3HA14</p>	 <p>3HA14+ 3HA12 1 étrier + 1 cadre T8 3HA14</p>
Travée	Appui
Poutre principale de la terrasse (35×40)	
 <p>3HA12 1 étrier + 1 cadre T8 3HA12</p>	 <p>3HA14+ 2HA12 1 étrier + 1 cadre T8 3HA14</p>
Travée	Appui
 <p>3HA14 1 étrier + 1 cadre T8 3HA14</p>	 <p>3HA12 1 étrier + 1 cadre T8 3HA12</p>
Travée	Appui
Poutre Secondaire de tous les étages ( 35×40 )	

#### IV.4. Etude des voiles de contreventement

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 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).



- ✓  $40\phi$  : 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

**IV.4.1 Ferrailage des voiles**

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 normal avec son moment correspondant :  $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

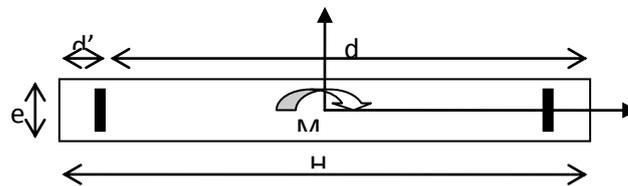


Figure. IV.3. Schéma d'un voile plein.

**Les recommandations du RPA99**

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous les efforts  $M$  et  $N$  pour une section  $(b \times L)$

- $A_v^{min}$  : Section d'armatures verticales minimale dans le voile. ( $A_v^{min} = 0.15\% \times b \times L$ )
- $A_v^{min} / ten$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue. ( $A_v^{min} / ten = 0.2\% \times b \times L_t$ )
- $A_v^{min} / comp$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée. ( $A_v^{min} / comp = 0.1\% \times b \times L_c$ )
- $A_h^{min} = 0.15\% \times b \times L$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- $L_t$  : Longueur de la zone tendue 
$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$
- $L_c$  : longueur de la zone comprimée.  $L_c = L - L_t$

❖ **Exemple de calcul.**

Le calcul de ferrailage se fera sous  $N_{min} \rightarrow M_{max}$ , à la flexion composée pour une section (ex 1ml).

Vu exemple de calcul de ferrailage est présenté ci-après les autres résultats de calcul seront récapitulés dans les tableaux

Données :

$$N_{min} = 196,8521KN \quad ; \quad M_{correspondant} = 141,6456KN.m \quad L = 1 m, \quad d = 0,95m, \quad e = 0.15 m.$$

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N)

$$N_{\min} = 196,8521KN \quad M_{cor} = 141,6456KN.m \quad (ELA) \quad e_G = \frac{M}{N} = 0.71 > \frac{l}{2} = 0.5m$$

**Armatures verticale.**

N Effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée le calcul de ferrailage se fera par assimilation a la flexion simple

$$M_{UA} = M + N \times (d - h / 2) = 230KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{cor}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = 0.082 \quad \rightarrow \quad \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A : } A'=0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.12 \quad \rightarrow \quad z = d(1 - 0.4\alpha) = 0,9m \quad \rightarrow \quad A_s = 6.86cm^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 1.45cm^2$$

**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{196,8521 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1} + \frac{141,6245 \times 10^{-3}}{0.0125} \times 0.5 = 6,97MPa.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{1042.76 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1} - \frac{1530.73 \times 10^{-3}}{0.0125} \times 0.95 = -4,35MPa.$$

$$L_t = \frac{4,35 \times 1}{6,97 + 4,35} = 0.38m$$

$$A_{\min}^{\text{tendue}} = 0,2\%(b \cdot l_t) = 1,14cm^2$$

**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_c$**

$$l_c = 1 - 0,38 \times 2 = 0,24$$

$$A_{\min}^{\text{cop}} = 0,1\%(b \cdot l_c) = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armatures horizon } Ah \geq \frac{\tau_u \times e \times \gamma_s \times st}{0.9 \times f_e} = 0.69cm^2$$

$$A_h = \frac{0.73 \times 0.15 \times 1.5 \times 0.2}{0.9 \times 400} = 0.69cm^2$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivant :

**Sens X-X'**

**Tableau .IV.20.** Ferrailage du voile  $V_{X1} = V_{X2} = V_{X4}$  à tous les niveaux.

Niveau	Sous sol, RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage
L (cm)	117	117	117	117	117
e (cm)	15	15	15	15	15
M (KN.m)	227,9164	172,3496	61,6226	147,14	88,6499
N (KN)	303,9893	53,7762	159,6998	227,5461	124,1952
V(KN)	108,2775	124,2267	112,5197	88,8125	55,8657
$L_t$	0,43	0,54	0,47	0,4	0,42
$L_c$	0,3	0,071	0,22	0,35	0,31
Section	S. P .C	S. P .C	S. P .C	S. P .C	S. P .C
$\tau_u$ (MPa)	0.89	1.03	0.93	0.73	0.46
$A_{v \text{ cal}}$ /face (cm <sup>2</sup> )	1.644	3,26	2.8	0,548	0,43
$A_{v \text{ min}}$	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64

$A_{v \text{ adopt}}$		7HA10=5.5	7HA10=5.5	7HA10=5.5	7HA10=5.5	7HA10=5.5
$S_t$ (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
$A_{h \text{ cal}}$ (cm <sup>2</sup> )		0.74	0.85	0.77	0.61	0.38
$A_{h \text{ min}}$ (cm <sup>2</sup> )		0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_{h \text{ adopt}}$ (cm <sup>2</sup> )		<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)		20	20	20	20	20

Tableau .IV.21. Ferrailage du voile  $V_{X3}$  tous les niveaux.

Niveau	Sous sol et RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage
L (cm)	100	100	100	100	100
e (cm)	15	15	15	15	15
M (KN.m)	141,6456	113,9903	99,6619	76,6158	51,2433
N (KN)	196,8521	181,9329	138,1056	86,9655	16,1894
V(KN)	74,8909	71,6107	70	59,0383	39,3436
$L_t$	0,38	0,37	0,38	0,41	0,47
$L_c$	0,23	0,27	0,23	0,19	0,052
Section	S. P. C	S. P. C	S. P. C	S. P. C	S.P.C
$\tau_u$ (MPa)	0.73	0.7	0.68		0.38
$A_{v \text{ cal}}$ /face (cm <sup>2</sup> )	1,44	0.82	0,95	0,94	1,135
$A_{v \text{ min}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,25	2.25	2.25	2.25	2.25
$A_{v \text{ adopt}}$	<b>6HA10=4,71</b>	<b>6HA10=4,71</b>	<b>6HA10=4,71</b>	<b>6HA10=4,71</b>	<b>6HA10=4,71</b>
$S_t$ (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20
$A_{h \text{ cal}}$ (cm <sup>2</sup> )		0.69	0.58	0.57	0.32
$A_{h \text{ min}}$ (cm <sup>2</sup> )		0.3	0.3	0.3	0.3
$A_{h \text{ adopt}}$ (cm <sup>2</sup> )		<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)		20	20	20	20

Tableau .IV.22. Ferrailage du voile  $V_{X5}$  à tous les niveaux.

Niveau	Sous sol, RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage
L (cm)	115	115	115	115	115
e (cm)	15	15	15	15	15
M (KNN.m)	160.1186	84,177	47,1091	31,854	15,58
N (KN)	183.708	251,9155	137,8827	76,7737	13,4992
V(KN)	67.8837	41,2381	38,1362	32,4098	21,8274
$L_t$	0,45	0,08	0,25	0,3	0,47
$L_c$	0,25	0,98	0,64	0,53	0,2
Section	S. P. C	S. P. C	S. P. C	S. P. C	S. P. C
$\tau_u$ (MPa)	0,57	0,34	0.32	0,27	0,18
$A_{v \text{ cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,48	0	0	0	0,17
$A_{v \text{ min}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,58	2,58	2,58	2,58	2,58
$A_{v \text{ adop}}$	<b>7HA10</b>	<b>7HA10</b>	<b>7HA10</b>	<b>7HA10</b>	<b>7HA10</b>
$S_t$ (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20
$A_{h \text{ cal}}$ (cm <sup>2</sup> )		0,47	0,29	0.26	0,15

$A_{h \min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_{v \text{ adop}}$ /ml/face	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

Tableau .IV.23. Ferrailage du voile  $V_{x6}$  tous les niveaux.

Niveau	Sous sol, RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage
L (cm)	230	230	230	230	230
e (cm)	15	15	15	15	15
M (KN.m)	789,2976	126,8363	107,3208	142,5042	113,4703
N (KN)	737,4893	322,0725	300,1009	206,826	76,9721
V(KN)	333,0147	306,3368	227,5472	187,5992	139,1945
section	S. P .C	S. P .C	S. P .C	S. P .C	S.P.C
$L_t$	0,74	0,04	0,08	0,51	0,9
$L_c$	0,82	2,22	2,14	1,28	0,49
$\tau_u$ (MPa)	1,38	1,27	0,94	0,77	0,57
$A_{v \text{ cal}}$ /face (cm <sup>2</sup> )	0,49	0	0	0	0,29
$A_{v \min}$ (cm <sup>2</sup> )	5,175	5,175	5,175	5,175	5,175
$A_{v \text{ adop}}$ /ml	<b>5HA10</b>	<b>5HA10</b>	<b>5HA10</b>	<b>5HA10</b>	<b>5HA10</b>
$S_t$ (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20
$A_{h \text{ cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,15	1,058	0,78	0,64	0,48
$A_{h \min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_{h \text{ adopt}}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

Sens Y-Y'

Tableau .IV.24. Ferrailage du voile  $V_{y1}$  tous les niveaux.

Niveau	Sous sol, RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage
L (cm)	180	180	180	180	180
e (cm)	15	15	15	15	15
M (KN.m)	491,077	387,7826	212,6366	137,5599	72,157
N (KN)	109,7879	329,3754	172,7738	81,6829	7,4928
V(KN)	171,1357	174,9286	125,471	95,8753	58,3556
$L_t$	0,83	0,67	0,68	0,74	0,87
$L_c$	0,14	0,46	0,44	0,32	0,06
section	S. P .C	S. P .C	S. P .C	S. P .C	S.P.C
$\tau_u$ (MPa)	0.91	0.93	0.66	0.51	0.31
$A_{v \text{ cal}}$ /face (cm <sup>2</sup> )	3,88	2,12	0,92	0,95	0,93
$A_{v \min}$ (cm <sup>2</sup> )	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05
$A_{v \text{ adop}}$ /ml	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>
$S_t$ (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20
$A_{h \text{ cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	0.76	0.77	0.557	0.42	0.25
$A_{h \min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_{h \text{ adopt}}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

Tableau .IV.25. Ferrailage du voile  $V_2=V_{y3}$  à tous les niveaux.

Niveau	Sous sol et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
L(cm)	95	95	95	95	95
e (cm)	15	15	15	15	15
M (KN.m)	148,2317	138,2463	108,4355	70,7042	81,098
N (KN)	3,2828	87,6852	111,8631	125,9811	130,788
V(KN)	74,0101	85,3813	88,66	76,2767	50,7842
$L_t$	0,47	0,43	0,4	0,4	0,7
$L_c$	0,01	0,09	0,15	0,15	0,25
section	S. P .C	S. P .C	S. P .C	S. P .C	S.P.C
$\tau_u$ (MPa)	0.76	0.885	0.98	0.79	0.52
$A_{v\text{ cal}}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> )	4,22	2,89	1,69	1,13	0,65
$A_{v\text{ min}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13
$A_{v\text{ adop}}/\text{face}$	<b>6HA14</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>
$S_t$ (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20
$A_{h\text{ cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	0.63	0.73	0.76	0,65	0.43
$A_{h\text{ min}}$ (cm <sup>2</sup> )	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_{h\text{ adopt}}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

Tableau .IV.26. Ferrailage du voile  $V_{y4}=V_{y5}$  à tous les niveaux.

Niveau	Sous sol, RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage
L (cm)	100	100	100	100	100
e (cm)	15	15	15	15	15
M (KN.m)	138,636	1,621	5,3929	90,6285	74,5895
N (KN)	57,54	104,5344	108,7338	267,2714	41,3129
V(KN)	85,6484	69,9087	67,6466	55,8555	47,5754
$L_t$	0,46	0,45	0,35	0,26	0,45
$L_c$	0,08	0,1	0,3	0,48	0,1
section	S. P .C	S. P .C	S. P .C	S. P .C	S.P.C
$\tau_u$ (MPa)	0.84	0.68	0.66	0.54	0.46
$A_{v\text{ cal}}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> )	3,04	0	0	0	1,46
$A_{v\text{ min}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
$A_{v\text{ adopt}}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>6HA12</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>
$S_t$ (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20
$A_{h\text{ cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	0.7	0.57	0.55	0.45	0.38
$A_{h\text{ min}}$ (cm <sup>2</sup> )	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_{h\text{ adopt}}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

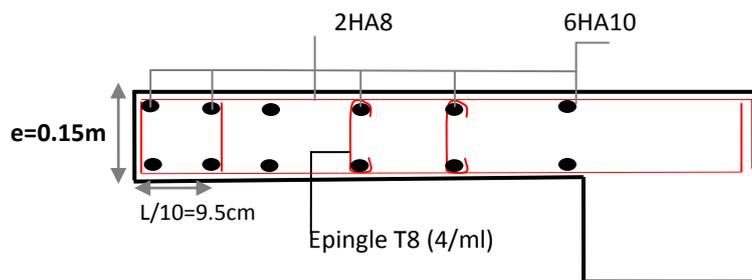
❖ Exemples de schéma de ferrailage d'un voile  $V_{y2}=V_{y3}$ 

Figure. IV.4. Schéma de ferrailage du voile  $V_{y2}=V_{y3}$

#### IV.5. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrillés. Le ferrillage adopté est le maximum donné par le RPA. Il est noté que le ferrillage minimum RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS 2016.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée les sollicitations données par l'ETABS.

Les ferrilles adoptées respectent les recommandations de RPA et le BAEL

# Chapitre V

## Etude des fondations

### V.1.Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au 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.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon conditions suivantes :

- 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 dans 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 **2.5bar** à une profondeur de **5.5 m**.

### V.2.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

$$- 0,8 \times G \pm E \quad ; \quad G + Q \pm E \quad ; \quad 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q$$

### V.3.Choix du type des fondations :

#### V .3.1. Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

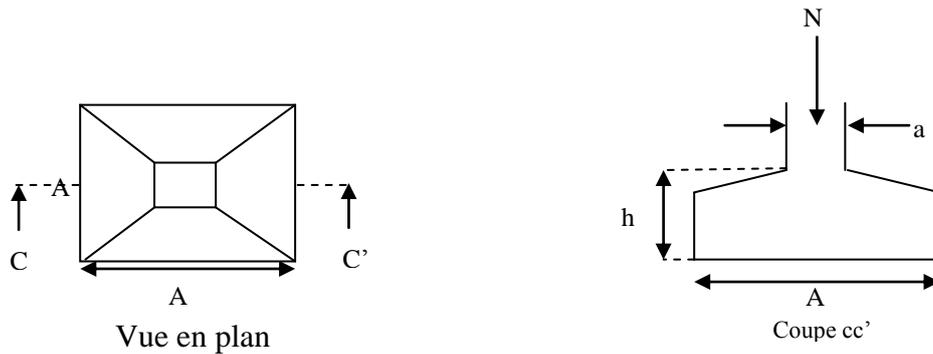
On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

$N$  : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel Ebats.  $N_{sup} = 1809.5057KN$

Poids de l'infrastructure:  $N_{inf} = 51.08KN$       Poids de total:  $N_t = 1860.5857KN$

$S$  : Surface d'appuis de la semelle. On a une semelle carrée, donc :  $S = A^2$

$$\Rightarrow \frac{N_t}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N_t}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{N_t}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1860.5857 \times 10^{-3}}{0.25}} = 2.73m$$

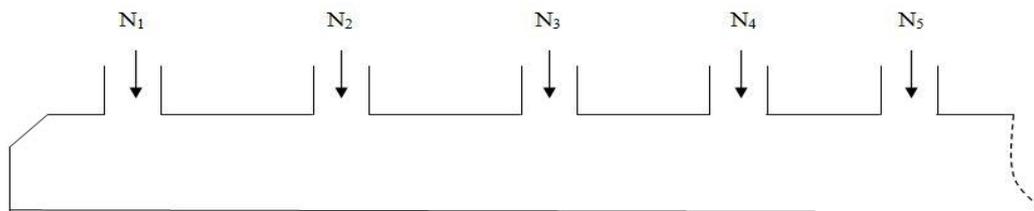


**Figure. V.1** Semelle isolée

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

**V. 3.2. Vérification de la semelle filante.**

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.



**Figure. V.2.** Semelle filante

La surface totale des semelles est donnée 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 ».

$N_1 = 1384.5534KN$  ;  $N_2 = 1344.9794KN$  ;  $N_3 = 1672.2638 KN$  ;  $N_4 = 1809.5057KN$  .

Poids de l'infrastructure:  $N_{inf} = 392.05KN$  ;  $\sum_{i=1}^7 N_i = 6603.3523KN$

$B \geq \frac{6603.3523}{250 \times 10.5} = 2.52m$

L'entraxe minimal des poteaux est de 3m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

**V .3.3. Radier général**

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- 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



Enrobage  $d' = 5\text{cm}$ .

La surface du radier  $S_{rad} = 189.66 \text{ m}^2$

**V.3.3. 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

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,25\text{MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

$$I_y = 4785.12 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 8,1128 \text{ m} \quad ; \quad I_x = 1877.8 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 5.1345\text{m}$$

- **Sens X-X**

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{41,0651651}{189,66} + \frac{8,1357035}{1877,8} \times 5.1345 = 0,25 > 0$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{41,0651651}{189,66} - \frac{8,1357035}{1877,8} \times 5; 1345 = 0,19 > 0$$

Ce qui donne:  $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,25 + 0,19}{4} = 0,21\text{MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,25 \text{ MPa}$

- **Sens Y-Y**

Données :

$N = 41065,1651\text{KN} ; M_y = 18269,7032\text{KN.m} ; I_{yG} = 4785.12\text{m}^4$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{41,0651651}{189.66} + \frac{18,26,7032}{4785.12} \times 8,1128 = 0.25 > 0 \\ \sigma_{min} &= \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{41,0651651}{189,66} - \frac{18,2697032}{4785,12} \times 8,1128 = 0.18 > 0 \end{aligned} \right.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,25 + 0,18}{4} = 0,23\text{MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,25 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

$N_d$ : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable. (ELU)

$$V_d = \frac{56233,552 \times 4.05}{2 \times 189,66} = 600,4\text{KN}$$

$$d \geq \frac{600,4 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0.24\text{m} , \text{ Soit } d = 25\text{cm}$$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le **RPA 99/version 2003**, On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

- Sens x-x :  $e = \frac{8135,7035}{41065,1651} \Rightarrow e = 0,2m < 4.35m$  ..... C'est vérifié
- Sens y-y :  $e = \frac{18269,7032}{41065,1651} \Rightarrow e = 0,44m < 2.98m$  ..... C'est vérifié

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL91 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_d$  : Effort normal de calcul.

$h_t$  : Hauteur totale de la dalle du radier.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

➤ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (65x70) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,70 + 0,8 = 1,5 \\ B = b + h_t = 0,65 + 0,8 = 1,45 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.9 m$$

$$\Rightarrow N_d = 2.47 MN \leq 0,045 \times 5.9 \times 0,80 \times \frac{25}{1,5} = 3,54 MN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

Nous devons vérifier le bâtiment au soulèvement sous l'effet de la sous-pression même si le rapport du sol n'indique pas la présence d'une nappe d'eau phréatique.

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$  (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10KN/m^3$  (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 200.56 m^2$  (surface du radier).
- $H = 4.2 m$ , (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 56233,552KN > 1.15 \times 4.2 \times 189.66 \times 10 = 9160.578 KN \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

**V.3.3.3. Ferrailage du radier général**

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$$Q_u = \frac{56233,552}{189,66} = 296,5 \text{ KN/m}^2$$

$N_u$  : L'effort normal ultime donné par la structure

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 3,95 - 0,70 = 3,25 \text{ m} ; L_y = 4,05 - 0,65 = 3,4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,96 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0401 \\ \mu_y = 0,9092 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0401 \times 296,5 \times 3,25^2 \\ M_{0y} = 0,9092 \times 125,5 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 125,5 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 114,1046 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 106,67 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 96,988 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -62,75 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0,30) \text{ m}^2$

**Tableau V.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	106,67	13,12	2,45	14,07	7HA16	15
	Y-Y	96,988	11,85	2,45	12,06	6HA16	16
Appui		-62,75	7,5	2,45	7,92	7HA12	15

➤ **Condition de non fragilité**

On a  $e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$  et  $\rho = 0,96 > 0,4$

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left( \frac{3 - 0,96}{2} \right) \times 0,3 = 2,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,3 = 2,4 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = (0,1 \times f_{c28}, 3 \text{ MPA}) = 2,5 \text{ MPA}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_{ux} = \frac{296,5 \times 3,25}{2} \times \frac{3,4^4}{3,25^4 + 3,4^4} = 262,59 \text{ KN} \Rightarrow V_{\max} = 262,59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{262,59 \times 10^{-3}}{1 \times 0,25} \Rightarrow \tau_u = 1,05 \text{ MPA} < 2,5 \text{ MPA} \quad \text{c'est vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$Q_s = \frac{41065,1651}{189,66} = 216,51 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0474 \\ \mu_y = 0,9385 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 108,39 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 101,73 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 92,14 \text{.m} \quad ; \quad M_{ty} = 86,47 \text{KN.m} \quad ; \quad M_{ta} = -54.19 \text{KN.}$$

➤ **Vérification des contraintes**

**Tableau V.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	92,14	8,75	84557	9.53 < 15	Vérifiée	265,58 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	86,47	7.87	69331	9.81 < 15	Vérifiée	320,43 > 201,63	N. Vérifiée
Appui		-54,19	6.53	48683	6,75 < 15	Vérifiée	300,19 > 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 :

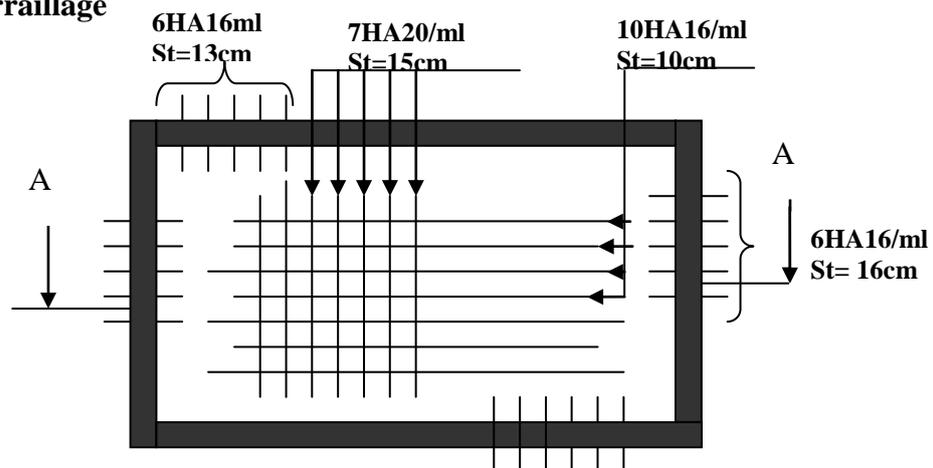
**Tableau V.3.** Section d'armatureur du radier à l'ELS

Localisation		$M_s$ KN.m	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	N <sup>bre</sup> de barres	$S_t$ (cm)
Travée	x-x	75.29	20,69	21,99	7HA20	15
	y-y	70.66	19,16	20,11	10HA16	10
Appui		-53.89	11,79	12,06	6HA16	16

➤ **Vérification des espacements**

- Selon x-x:  $S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/7 = 14,29 \text{ cm} \end{cases}$
- Selon y-y:  $S_t = 10 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

❖ **Schéma de ferrailage**



**Figure V. 3.** Ferrailage du radier.

V.3.4. Etude des nervures

➤ Définition des charges qui reviennent sur les nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

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.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} \quad : \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

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.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

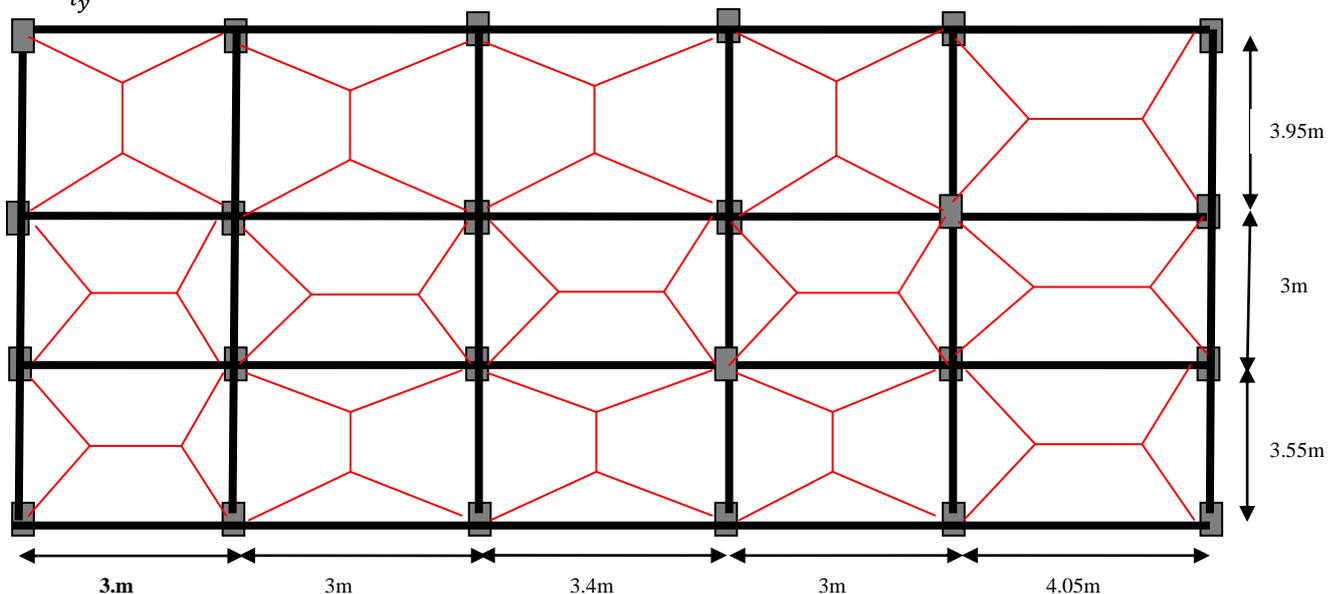


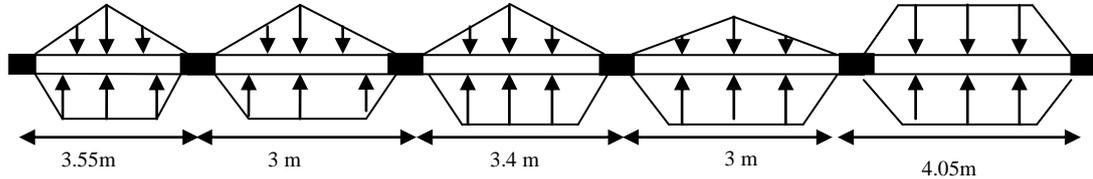
Figure .V.4. Schéma de rupture de dalle du radier.

❖ **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.

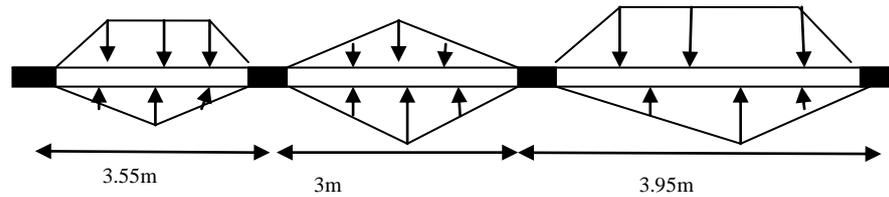
Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

✓ **Sens X-X**



**Figure. V.5.** Charges transmises aux nervures transversales du radier selon X-X

✓ **Sens Y-Y**



**Figure. V.6.** Schéma de la nervure selon Y-Y

❖ **Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

**Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \text{ Avec : Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

**Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right), \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  : moments sur appuis de gauche

$M_d$  : moments sur appuis droite

**Tableaux V.4.** Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

sens	Tra vée	L (m)	$q_m$ (KN)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
X-X	AB	3.55	703,07	0	-785,632	1.46	749,569	1026,644	-1469,254
	BC	3.00	598,87	-785,632	-502,89	1.657	-94,01	1469,254	-1149,488
	CD	3.40	676.17	-502,89	-502,893	1,7	474,174	1149.488	-1149.961
	DE	3.00	598,87	-502,893	-1098,403	1,169	-94,01	1149.961	-185.4538
	EF	4.05	781,89	-1098,403	0	2.372	1100,954	185.4538	-1312,117
Y-Y	AB	3.55	695,91	0	-567,898	1.46	741,91	1016,172	1454,309
	BC	3.00	593	-567,898	-1017,143	1.365	225,175	1454,309	1755,249
	CD	3.95	758,28	-1017,143	0	2.315	1013,804	1755,249	11239,958

**Tableaux V.5.** Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q <sub>m</sub> (KN)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
X-X	AB	3.55	513,4	0	-573,686	1.46	547,356
	BC	3.00	437.3	-573,686	-367.217	1.657	26.927
	CD	3.40	493.75	-367.217	367.217	1,7	346,252
	DE	3.00	437.30	-367.217	-802,07	1,169	-68.658
	EF	4.05	570.95	-802,07	0	2.372	803,938
Y-Y	AB	3.55	508,17	0	-567,89	1.46	510.248
	BC	3.00	433,02	-567,89	-743,143	1.365	-154.868
	CD	3.95	553,71	-743,143	0	2.315	740,298

**Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

❖ **Détermination de la largeur b**

**Sens X-X**

On a :

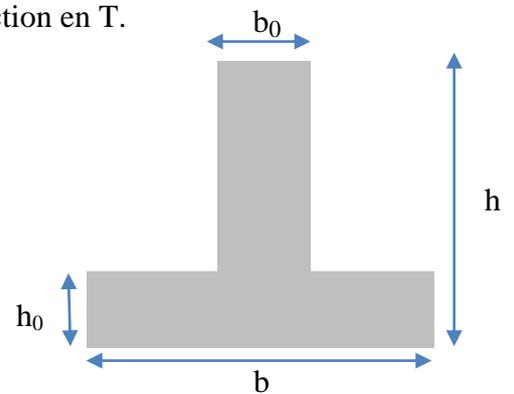
$h = 0,80 \text{ m} ; h_0 = 0,30 \text{ m}$

$b_0 = 0,70 \text{ m} ; d = 0,75 \text{ m}$

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

$\frac{b - 0,7}{2} \leq \min(1,5 \text{ m} ; 0,3 \text{ m})$

Donc,  $b = 1,3\text{m}$ .



**Figure. V7.** Schéma des nervures

**Tableau V.6.** Résultats de ferraillage des nervures

Localisation		M <sub>U</sub> (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	1100,954	44,72	11,77	51,81	4HA25+4HA32
	Appui	-1098,403	41,61		51,81	4HA25+4HA32
Y-Y	Travée	1013,804	41,07	11,77	51,81	4HA25+4HA32
	Appui	-1017,7	41,23		51,81	4HA25+4HA32

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(20 ; 22,86 ; 70)\text{mm}$

Soit  $\phi_t = 10 \text{ mm}$  et  $A_{trans} = 6\phi_{10} = 4,74 \text{ cm}^2$  (3 cadres  $\phi_{10}$ )

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $St = 15 \text{ cm}$ .

➤ **Vérifications nécessaires**

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

$$F.N \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 MPa$$

$$\text{Selon le Sens (x): } \tau_u = \frac{1854.538 \times 10^{-3}}{1,3 \times 0,75} = 1.90MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

$$\text{Selon le Sens (y): } \tau_u = \frac{1755,249 \times 10^{-3}}{1,25 \times 0,75} = 1.87MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

✓ Vérification des contraintes

**Tableau .V.7.** Vérification des contraintes à l’ELS

Localisation		$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
X-X	Travée	803,938	24	0,026	7,53<15	Vérfiée	232,19>201,63	N.Vérfiée
	Appui	-802,07	25.9	0,026	7,51<15	Vérfiée	231,66>201,63	N.Vérfiée
Y-Y	Travée	740,298	24	0,025	7,11<15	Vérfiée	214,3>201,63	N.Vérfiée
	Appui	-743,143	25.9	0,025	7,14<15	Vérfiée	215,09>201,63	N.Vérfiée

**Remarque**

On remarque que la contrainte de traction n’est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à l’ELS.

Les résultats sont présentés dans le tableau V.8

**Tableau. V. 8.** Calcul des armatures à l’ELS.

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
X-X	Travée	803,938	60,13	13.49	60,82	6HA32+4HA20
	Appui	-802,07	60		64,34	6HA32+4HA20
Y-Y	Travée	740,298	55,5	13.04	58,07	6HA32+2HA25
	Appui	-743,143	55,5		58,07	6HA32+2HA25

D’après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d’au moins 3cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc,  $A_p = 3 \times 0,75 = 2,25 \text{ cm}^2$ .

Soit : 2HA12 = 3,08 cm<sup>2</sup> par face.

❖ Schéma de ferrailage des nervures

Figure V.8. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x

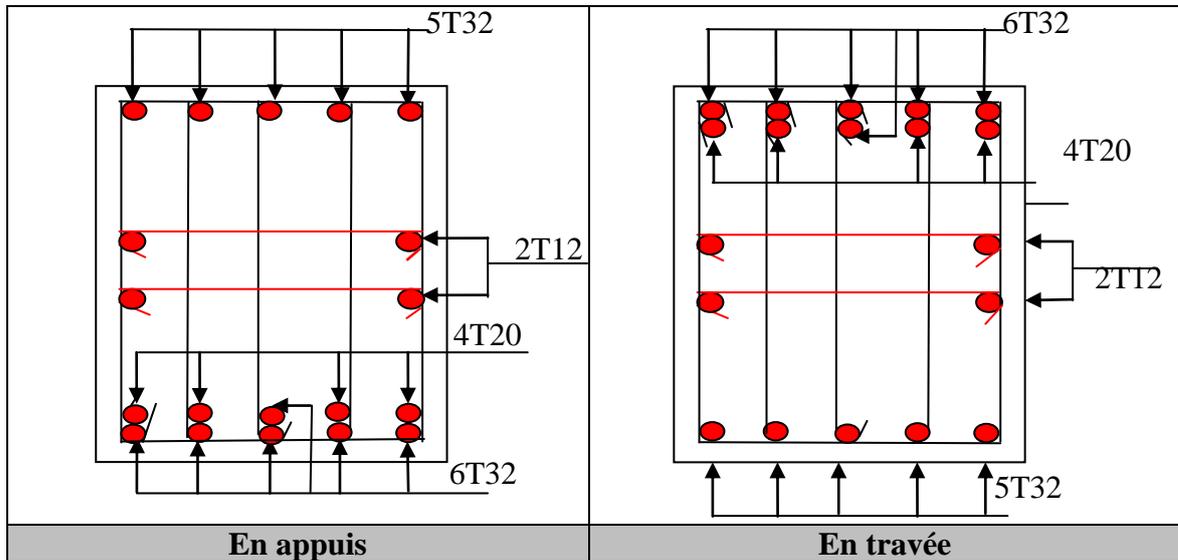
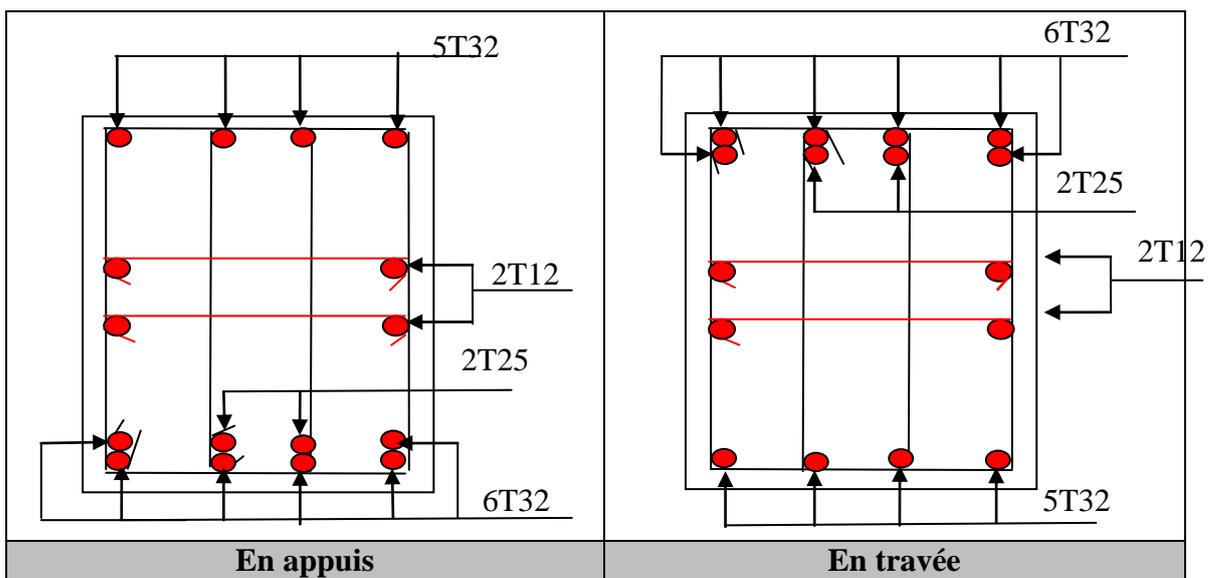


Figure V.9. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y



V.4. Etude du voile périphérique

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

a) Dimensionnement

Selon le RPA 99/version2003

$e \geq 15cm$  ; On prend  $e = 15cm$

b) Caractéristiques géotechniques du sol

L'angle de frottement interne :

La cohésion :  $C = 2,1 \text{ bars}$ .

Poids volumique des terres humide:  $\gamma_h = 20 \text{KN} / \text{m}^3$

**C) Evaluation des charges et surcharges**

• **La poussée des terres sur le rideau**

$$G = h \times \left( \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow G = -257,33 \text{KN} / \text{m}^2$$

$G < 0$  donc on a un butée des terres

**Remarque :** pour plus de sécurité on néglige l'effet de la cohésion car elle est favorable.

• **charge et surcharge :**

pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendre ; on peut prévoir le calcul de notre mur en tenant compte d'une moyenne surcharges  $q = 10 \text{KN} / \text{m}^2$ .

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

**ELU :**

$$\sigma_H := Kp \times \sigma_V = Kp ((1.35 \times \gamma \times h) + 1.5 \times q)$$

$$Kp = \text{tg}^2 (45^\circ - \phi / 2) = 0.475$$

$$h = 0 \text{m} \longrightarrow \sigma_H := Kp \times \sigma_V = 0.475 (1.5 \times 10) = 7.12 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$h = 4,7 \text{m} \longrightarrow \sigma_H := Kp \times \sigma_V = 0.475 ((1.35 \times 20 \times 4.7) + (1.5 \times 10)) = 67,40 / \text{m}^2$$

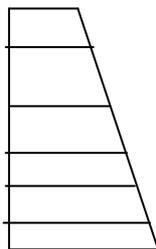
**ELS:**

$$\sigma_H := Kp \times \sigma_V = Kp ((\gamma \times h) + q)$$

$$h = 0 \text{m} \longrightarrow \sigma_H := Kp \times \sigma_V = 0.475 * 10 = 4.75 \text{KN} / \text{m}$$

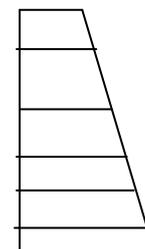
$$h = 4,7 \text{m} \longrightarrow \sigma_H := Kp \times \sigma_V = 0.475 ((20 \times 4,7 + 10)) = 49,4 \text{kn} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = 7,125 \text{KN} / \text{m}^2$$



$$\sigma_{\text{max}} = 67,4 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = 4,75 \text{KN} / \text{m}^2$$



$$\sigma_{\text{max}} = 49,4 \text{KN} / \text{m}^2$$

**Figure V.10.** Répartitions des contraintes sur le mur a ELU et a ELS

$$\text{ELU: } qu = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} * 1 = qu = \frac{3 * 67,4 + 7.125}{4} * 1 = 52.33 \text{KN} / \text{ml}$$

$$\text{ELS: } qs = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} * 1 = qs = \frac{3 * 49,4 + 4.75}{4} * 1 = 38.24 \text{KN} / \text{ml}$$

**1) Ferrailage du voile**

Le voile s'est appuyé sur la structure (poteau – poutre) la transmission des charges se fait comme une dalle pleine sur quatre appuis.

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

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

$$l_y = 4,7 - 0,4 = 4,3\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,79 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

**A l'ELU**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0573 \\ \mu_y = 0,5786 \end{cases} ; q_u = 52,33\text{KN}$$

$$M_x^0 = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x^0 = 34,66\text{KN.m} \quad ; \quad M_y^0 = \mu_y M_x^0 \Rightarrow M_y^0 = 20,8\text{KN.m}$$

**-En travée**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 29,46\text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 17,7\text{KNm}$$

**-En appui**

$$M_a = 0,5 \times M_0^x \Rightarrow M_a = 17,33\text{KN.m}$$

**• À l'ELS**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0639 \\ \mu_y = 0,6978 \end{cases} ; q_s = 38,27 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 28,26\text{KNm} \quad ; \quad M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 19,71\text{KNm}$$

**-En travée**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 24,02\text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 16,75\text{KNm}$$

**-En appui**

$$M_a = 0,5 \times M_0^x \Rightarrow M_a = 14,13\text{KNm}$$

**Tableau. V.9. Tableau de ferrailage**

Localisation		M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>m</sub> <sub>n</sub>	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	st
En travée	x-x	29,46	0,14	0,189	0,11	7,6	1,5	7T12=7,92	14
	y-y	17,7	0,09	0,12	0,11	4,62	1,5	6T10=4,71	16
En appui		17,33	0,08	0,1	0,12	4,5	1,5	6T10=4,71	16

**• Vérification des contraintes :**

La contrainte de l'acier n'est pas vérifiée, donc on augmente le ferrailage.

Soit :  $M_{tx}=10H12=11,31\text{cm}^2$  ;  $M_{ty}=7H12=7,92\text{ cm}^2$  et  $M_a=6H12=6,79\text{ cm}^2$

Les résultats de calcul et vérification sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. V. 10.** Résultats de calcul et vérification à l'ELS

Localisation		$M_{ser}$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
En travée	Sens x-x	24,02	11,31	4,9	12474	9,45	15	200,98	201,63
	Sens y-y	16,75	7,92	4,2	9693	7,4	15	193,15	201,63
En appui		-14,13	6,79	4	8561	6,58	15	195,33	201,63

• **Vérification de l'effort tranchant**

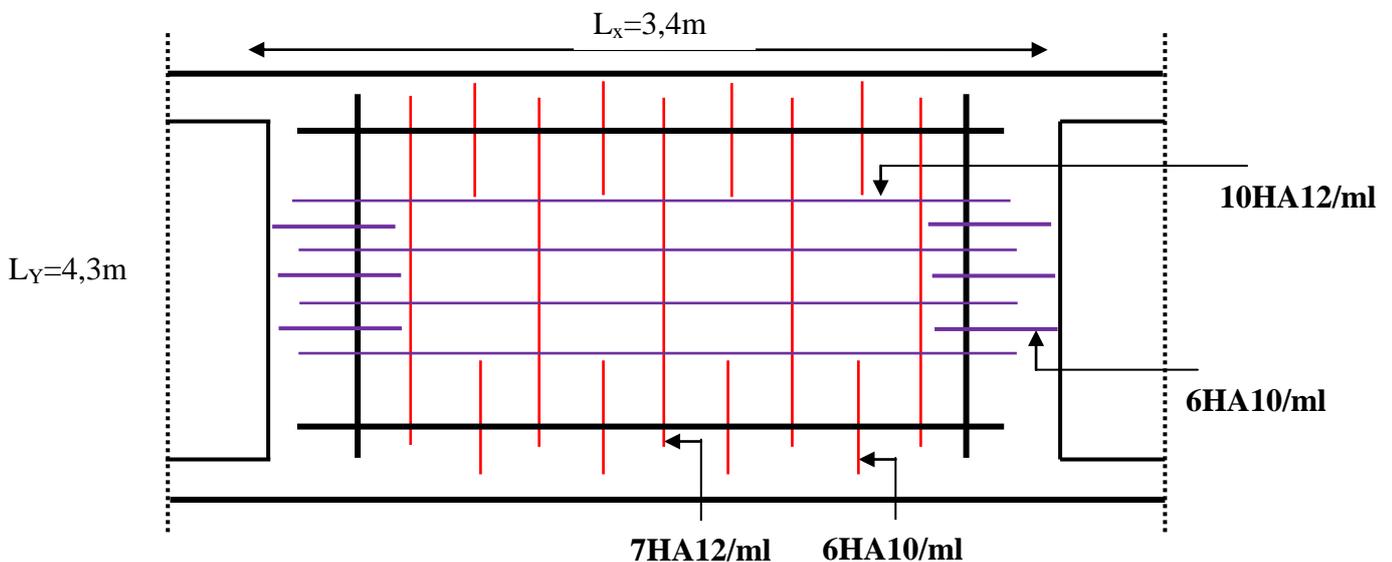
$$V_u^x = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 31,62\text{KN}$$

$$V_u^y = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 63,96\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{63,96}{1 \times 0,12} \Rightarrow \tau_u = 0,5\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau} = 1,25\text{MPa}.$$

❖ **Schéma de ferrailage**



**Figure. V.11.** Schéma de ferrailage du voile périphérique.

**V.5.Conclusion**

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vue la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

# CONCLUSION GÉNÉRALE

## Conclusion Générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine du bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation des logiciels ETABS, AUTOCAD etc. Les points importants tirés de cette étude sont :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tout les éléments secondaires ou structuraux de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales, est indispensable, elle est déterminée pour le dimensionnement des éléments structuraux, dans la plus part des cas.
3. La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
4. Le radier nervuré est le type de fondation choisit, vu que les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

# Bibliographie

# ***Bibliographie***

## **REGLEMENTS**

Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A.99/version2003)

Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91)

Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93).

Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2)

## **COURS**

Béton armé

Dynamique des structures

Thèses des années précédentes

## **LOGICIELS**

Logiciel d'analyse des structures ETABS 2016/version 16.

Logiciel SAP2000/version.14.

AUTO CAD 2009

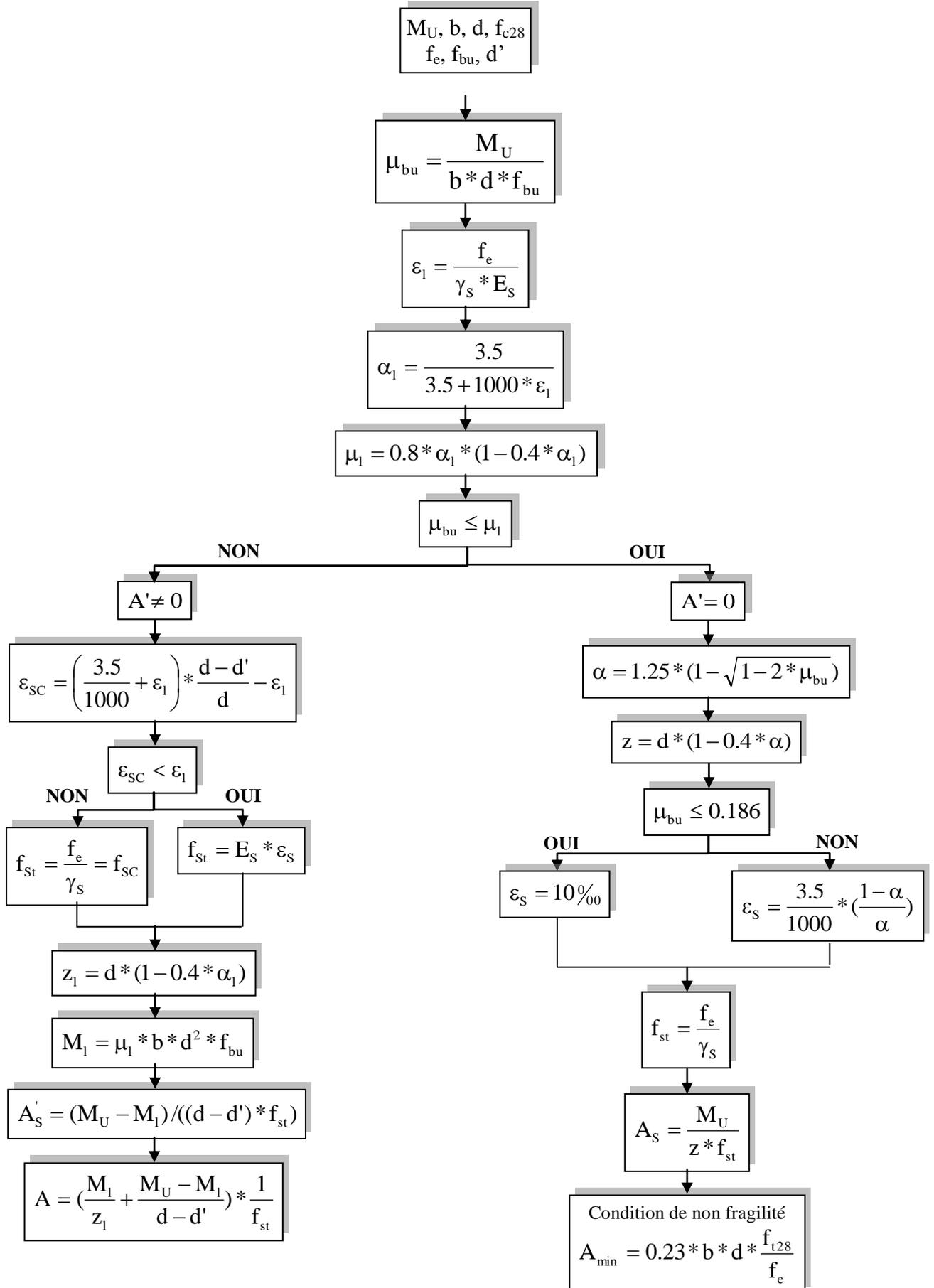
Logiciel SOCOTEC.

# Annexes

## Annexe 1

### Flexion simple : Section rectangulaire

#### Calcul à l'ELU



## 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	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	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**  
**Tableau des Armatures**  
**(en cm<sup>2</sup>)**

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

**Annexe 4**  
**Table de PIGEAUD**

**M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u * v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension  $Lx *$**

**$Ly$**

**Avec  $Lx < Ly$ .**

**$\rho = 0.8$**

	$u/Lx$ $v/Ly$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de $M_1$	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.161	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.095	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.50	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045	
Valeur de $M_2$	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.0770
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.068	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027	

## VII-CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS :

- ✓ En se basant sur les DTR BC 2.48, BC 2.331 et BC 2.32 ;
- ✓ En se basant sur l'essai SPT ;
- ✓ En se basant sur l'essai au pénétromètre dynamique ;
- ✓ En se basant sur les essais au laboratoire ;
- ✓ Et selon les recommandations du document DTU 13.12 relatif aux règles de calcul des fondations superficielles, on peut conclure sur ce qui suit :

### 1. Couche d'assise :

L'assiette réservée au projet comporte un sol ferme classé en site S2.

Nous vous recommandons un ancrage à partir de **5,50m** par rapport à la cote du terrain naturel.

Le sol formant la couche d'assise, est caractérisé par une **argile sableuse jaunâtre a rougeâtre avec présence de caillou.**

### 2. Données caractérisant la couche d'assise :

La contrainte de la couche d'assise évalué à partir de **5.5m** par rapport à la cote terrain naturelle est  $Q_{adm}=2.50bars$ , l'angle de frottement est de  $\phi = 20.81^\circ$  et la cohésion  $C = 2.10 bars$ .

La contrainte de consolidation est de  $\sigma_c=2.65Bars$

La couche d'assise ne présente pas un risque d'agressivité.

### 3. Recommandations :

Vu les résultats de l'étude sol du projet **50/100 Logements LPA TAZMALT**, nous vous recommandant des fondations superficielle tel que semelles isolées et filantes, dimensionner selon les données énumérer dans ce rapport et respectant au minimum la profondeur d'encrage de **5.50m**, par rapport à la cote du terrain naturelle.

Des dispositions sont toutefois nécessaires pour préserver la stabilité du site, à savoir :

- Il est préférable d'éviter les terrassements en période pluviale.
- Toutes les eaux de ruissellement doivent être évacuées vers le réseau d'assainissement ;
- Ne tolérer aucune stagnation des eaux en tête et au pied des talus ;
- Prévoir un drainage périphérique adéquat pour éviter l'accumulation, et la stagnation des eaux de ruissellement à la périphérie des fondations.
- L'ouverture des fonds de fouilles implique la pose du **Bp** dans les meilleurs délais, car une couche d'assise imbibée d'eau est déstabilisée.
- Toute poche de remblais ou formations altérés, rencontrées lors des terrassements devra être purgée et remplacée par du grand béton.

# Performance & Raffinement

## Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes  
machinerie supérieure  
entraînement électrique

Ligne Building

### Caractéristiques générales

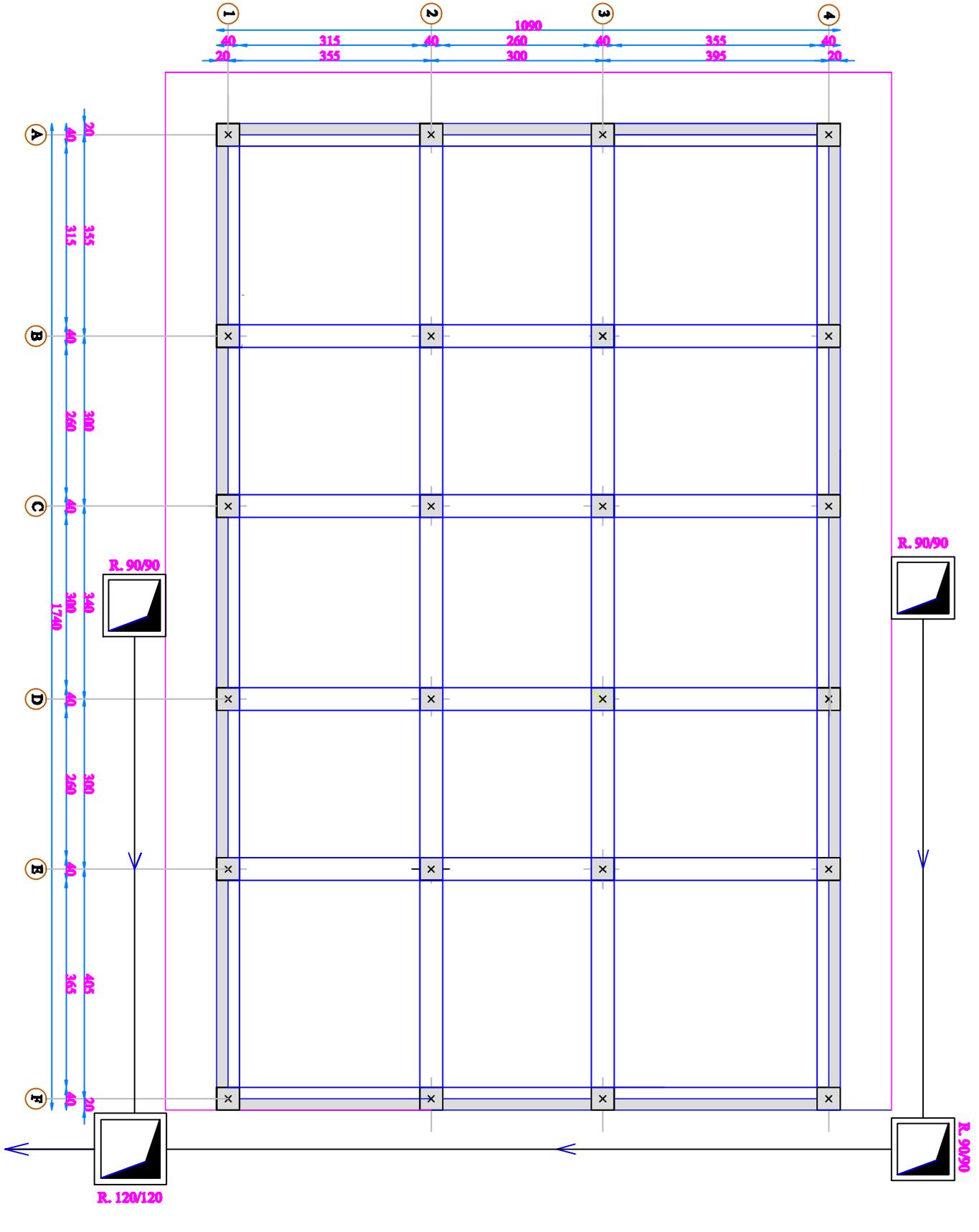
Équipement	en options (pour les dispositions en bâtiment, consulter la table T31)	à l'initiative de l'architecte
Nombre de faces de service	simple accès	à l'initiative de l'architecte
Distance entre niveaux	255 cm	à l'initiative de l'architecte

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine BK x TK x HK	Passage libre de portq BT x HT	Dimensions de gainé BS x TS	Profondeur de cuvette (2)		Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappa	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en dalN cuvette local des max lin		
								HSG	HSG		BO	TO	HO		In	Id	In	Id		FC	DM	PM
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	355 380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
	ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	355 380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500	
	1,60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
800 10 pers.	1,00	2 v	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	355 380	180	390	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
		Dy S	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	355 380	180	390	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
	ACVF	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	355 380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500	
	1,60	Dy S	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
		ACVF	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
	1,60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
		2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500
	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	465 520	240	460	220	150 x 100	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	28000	11000	2000	
4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320		490	240	500	240	140 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	30000	12500	3000	
1250 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160	400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160	400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
	1,60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160	410 440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160	410 440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	435 540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	465 540	260	460	220	150 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	32000	12800	2500
4,00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320		530	260	500	240	160 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	33000	14000	3000	
1600 21 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160	400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160	400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
	1,60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160	410 440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160	410 440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	470 540	260	520	220	150 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	36000	14000	3000
4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320		540	260	520	240	200 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	38000	18000	5000	
6,30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400		590	260	520	280	230 x 140	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	38000	19500	7000	

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires.  
 (1) Entraînement 2 v, 2 vitesses: Dy S = Dynamon S (variation continue de vitesse)  
 ACVF = Variation continue de fréquence (à vitesse constante)  
 Dy MV = Dynamon MV (variation de fonction sans frein)  
 TD 2 = Transironic Gearless (variation de fonction sans frein)  
 (2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sous dalle sont indiquées suivant la norme EN 81-1. Elles correspondent en italique les valeurs du fascicule de documentation P-B2-208.  
 (3) La puissance est calculée suivant la norme C15-100 et C15-105.  
 Le passage est calculé suivant la norme EN 81-1.  
 Le symbole attribué par le Comité National de l'Ascension pour l'accessibilité des Handicapés (NF P 91-201) est autorisé à l'emploi (n° 001). Les préparateurs de projets doivent être conscients de l'importance de ce symbole et de son rôle d'accessibilité aux handicapés circulant en fauteuil roulant.  
 Il n'est pas possible de porter 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.

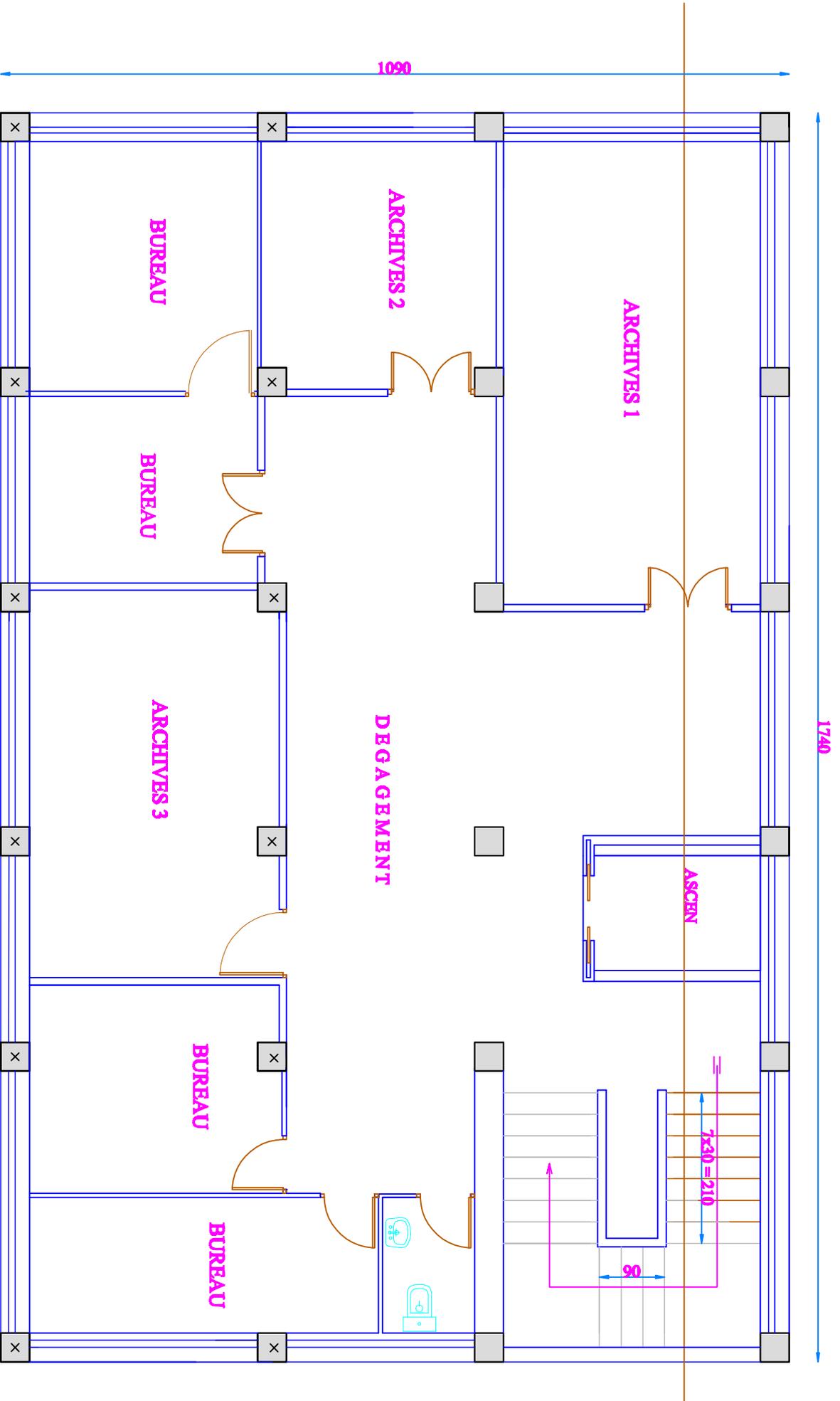
# Les PLANS

# PLAN DE FONDATION



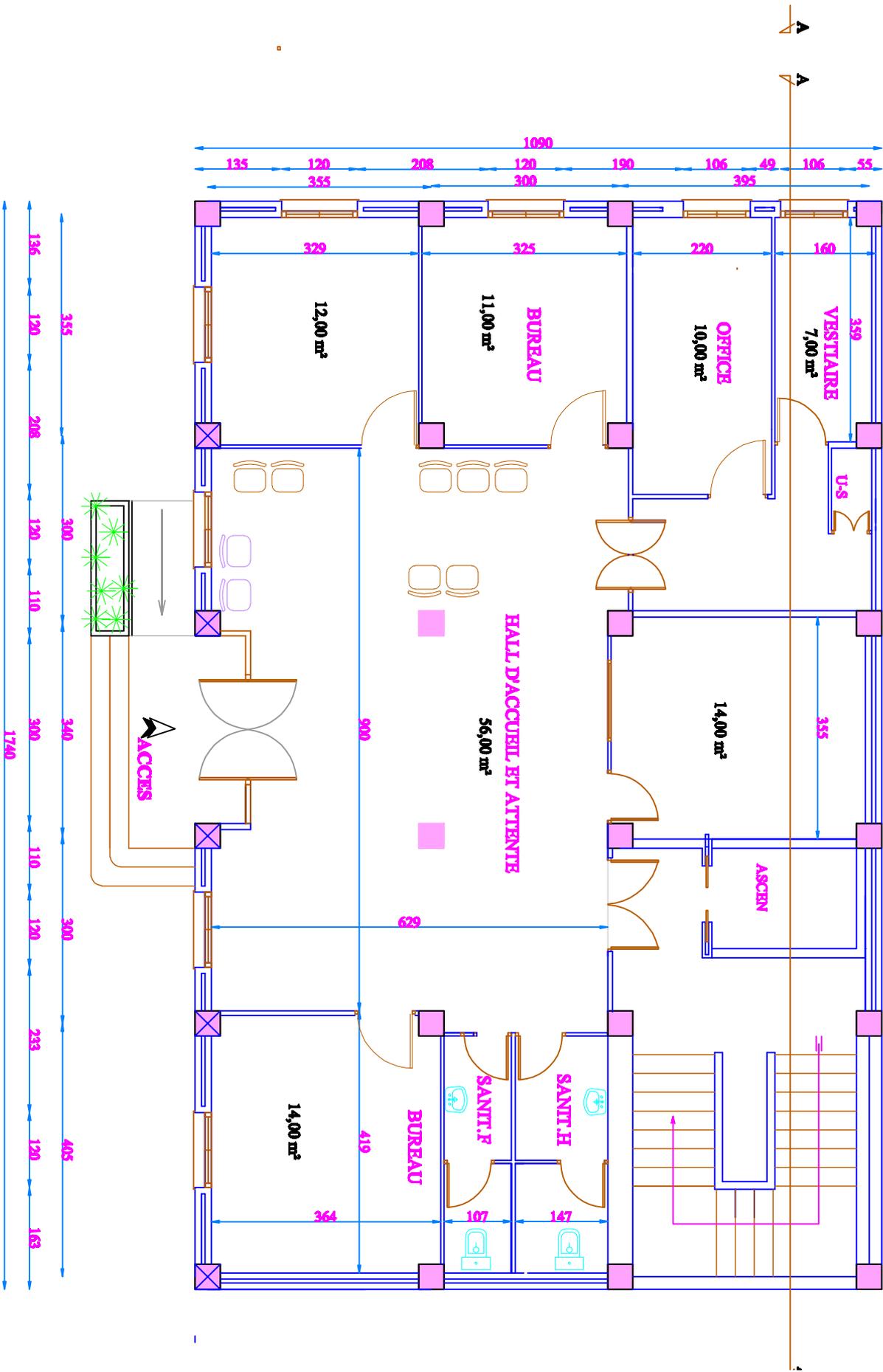
VERS EGOUT  
PUBLIC



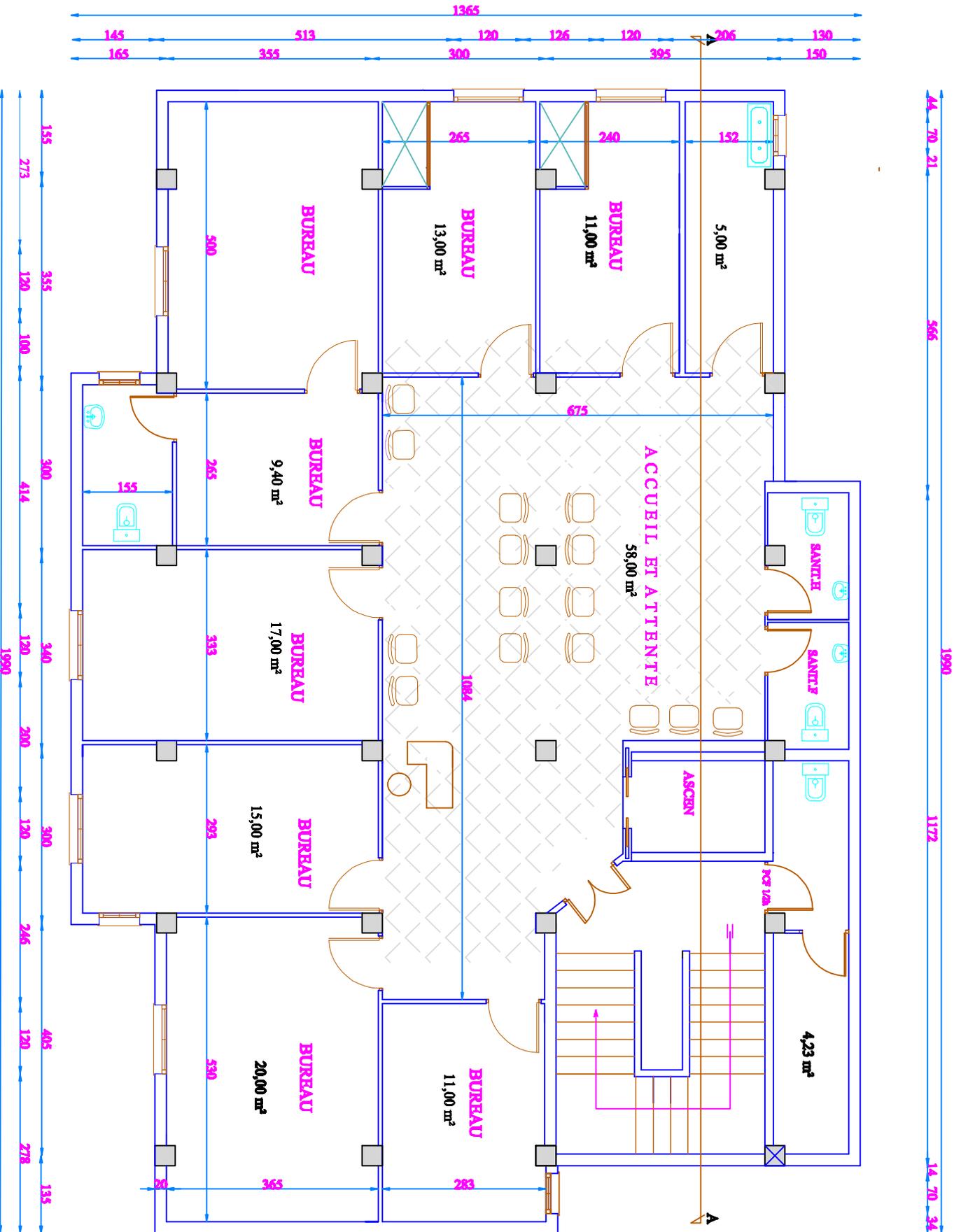


**PLAN SOUS/SOL NIV.-34**

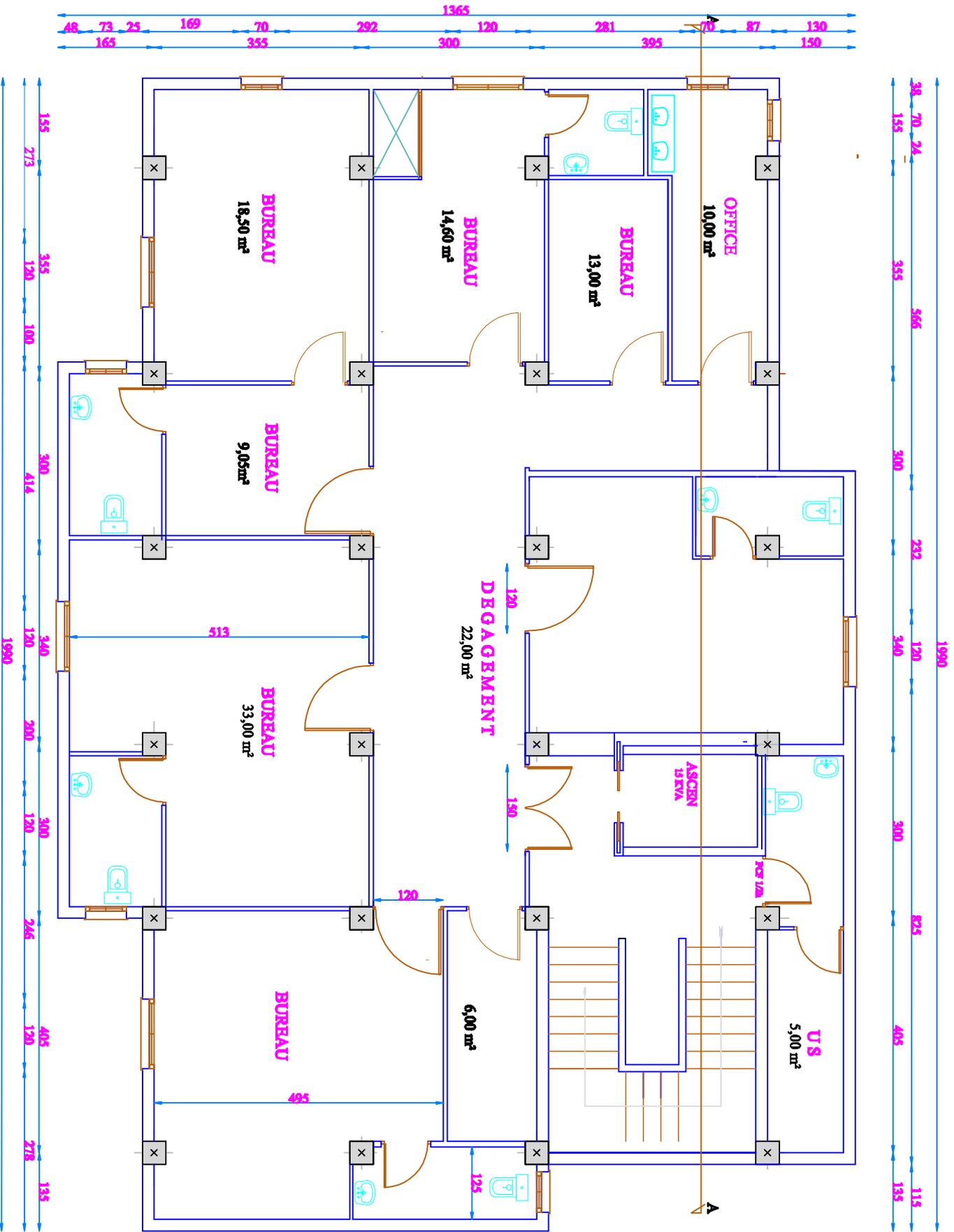
ACCES



PLAN RDC NIV. ±0.00

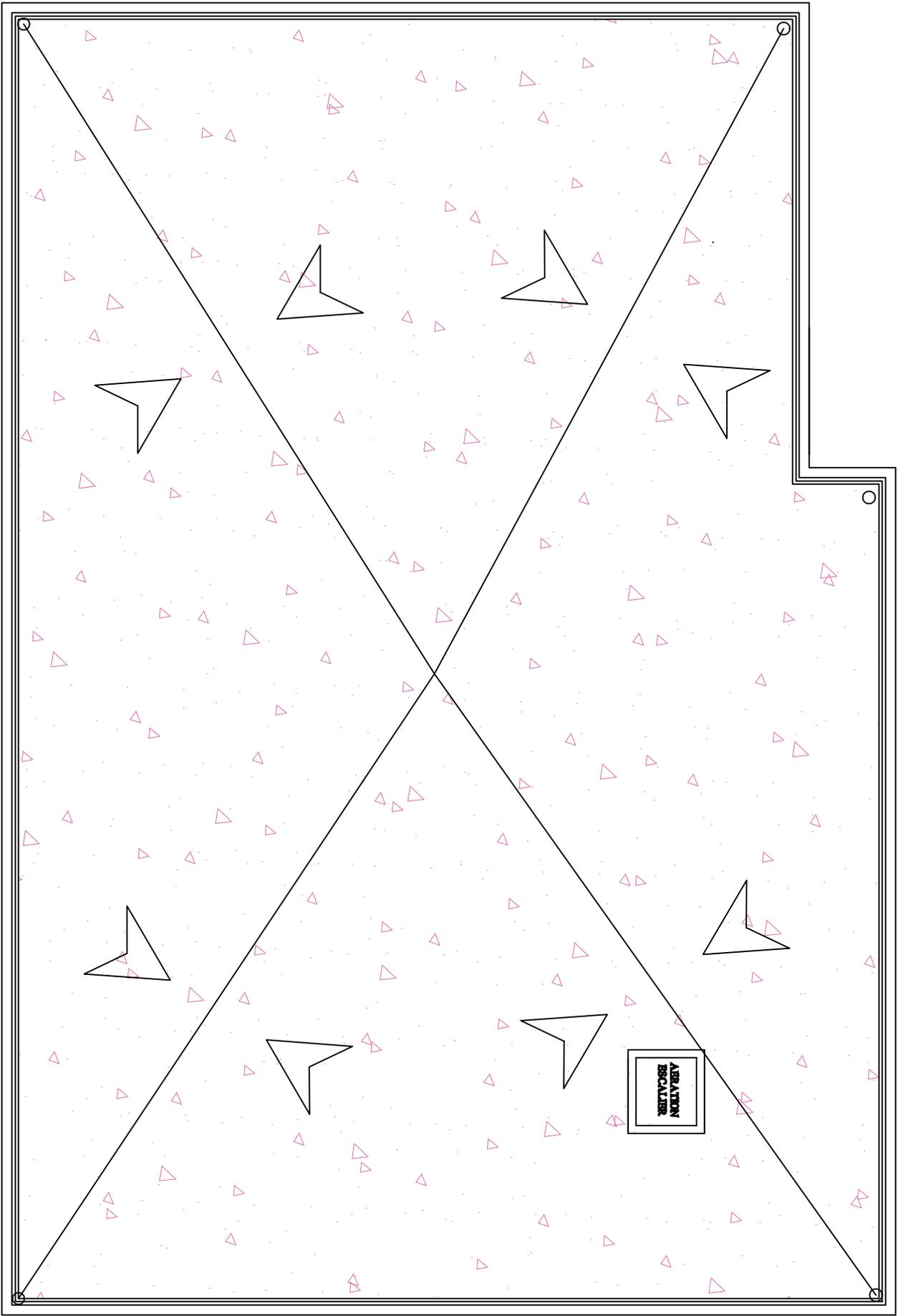


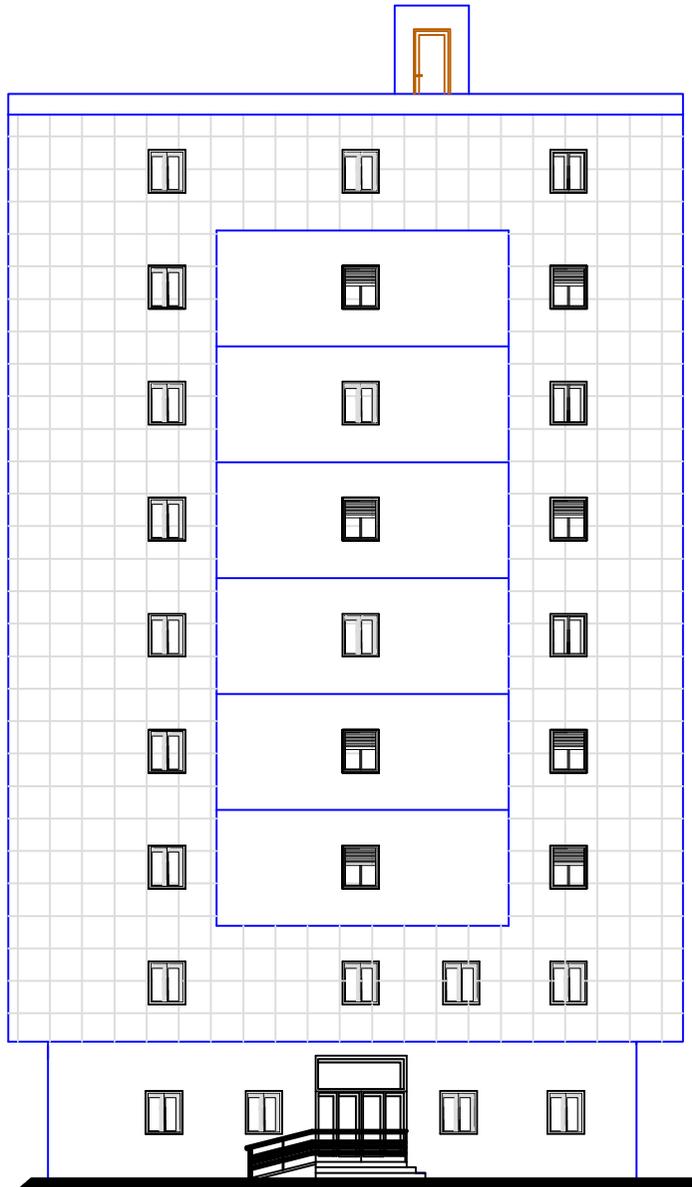
**PLAN ETAGE.1 NIV.+3.4**



**PLAN ETAGES.2a8**

**PLAN TOITURE**





**FACADE PRINCIPALE**

