



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur  
et de la Recherche Scientifique

Université Abderahmane MIRA de Bejaïa  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

## *Mémoire de fin d'études*

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

### *Thème*

*Etude d'un Bâtiment R+9+sous-sol contreventé par un système mixte « voiles portiques »*

*Réalisé par*

*DJENANE KARIMA  
MEZNAD MOUNI*

*Encadré par*

*M<sup>me</sup> F.SOUIDI.*

*Membres de jury*

*M<sup>r</sup> N. BELHAMDI*

*M<sup>r</sup> B.MEZIANI*

*Année universitaire*

*2018/2019*

# Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre  
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, nous remercions DIEU le tout puissant pour nous avoir  
donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant  
toutes nos études.*

*A M<sup>me</sup> SOUIDI: notre promotrice, pour avoir accepté de nous guider  
sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce  
mémoire*

MOUNI & KARIMA

## DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail*

*À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

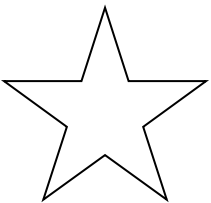
*À mes chers frères et sœurs*

*À toute ma famille sans exception.*

*À tous mes amis et amies*

*En fin, je remercie ma binôme MOUNI qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

DJENANE KARIMA



## DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail*

*À mes très chers parents ZOULIKHA et BRAHAM qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

*À mes chers frères et sœurs*

*À mes chers beaux frères*

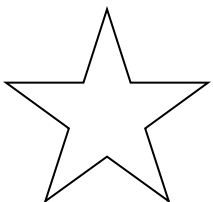
*À mes chers nièces et neveux*

*À toute ma famille sans exception.*

*À tous mes amis et amies (souhila, dihia, fadila .....)*

*En fin, je remercie ma binôme Karima qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

*Meznad Mouni*



## Symboles et notation

---

**A', Aser** : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

**At** : Section d'un cours d'armature transversal.

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**B** : Aire d'une section de béton.

**Br** : Section réduite.

**B, b** : la largeur (m).

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

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

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

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

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

**E<sub>i</sub>** : Module d'élasticité instantanée.

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

**e<sub>v</sub>** : épaisseur du voile.

**F** : Force ou action générale.

**f<sub>c28</sub>** : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

**f<sub>t28</sub>** : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

**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>t</sub>** : la flèche totale.

**Δf<sub>t adm</sub>** : la flèche admissible.

**G** : Action permanente.

**H** : la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

**h<sub>t</sub>** : hauteur totale du plancher.

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

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

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

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

**I<sub>gi</sub>** : Moment d'inertie correspondant à g.

**I<sub>qi</sub>** : Moment d'inertie correspondant à q.

# Symboles et notation

---

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

**$Q$**  : Charge variable.

**$Q$**  : Facteur de qualité.

**$q_u$**  : charge ultime.

**$q_s$**  : charge de service.

**$M$**  : Moment en général.

**$M_a$**  : Moment sur appui.

**$M_u$**  : Moment de calcul ultime.

**$M_{ser}$**  : Moment de calcul de service.

**$M_t$**  : Moment en travée.

**$M_0$**  : moment isostatique.

**$M_i$**  : Moment à l'appui  $i$

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

**$M_j$**  : Moment correspondant à  $j$ .

**$M_g$**  : Moment correspondant à  $g$ .

**$M_q$**  : Moment correspondant à  $q$ .

**$N_s$**  : Effort normal de service.

**$N_u$**  : Effort normal ultime

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

**$R$**  : coefficient de comportement global.

**$S$**  : Section, surface

**$S_r$**  : surface du radier ( $m^2$ ).

**$St$**  : Espacement des armatures.

**$V$**  : Effort tranchant.

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

**$W$**  : poids propre de la structure.

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

**$X, Y$  et  $Z$**  : Coordonnées en général.

**$b_0$**  : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

**$d$**  : Hauteur utile.

**$e$**  : Excentricité, épaisseur.

**$f$**  : Flèche.

**$f_{bu}$**  : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

## Symboles et notation

---

**$f_e$**  : Limite d'élasticité.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

**$h_t$**  : hauteur total du radier (m).

**$h_N$**  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

**$\sigma_b$**  : Contrainte de compression du béton.

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

**$\nu$**  : Coefficient de poison

**$\sigma_j$**  : Contrainte correspondant à j.

**$\sigma_g$**  : Contrainte correspondant à g.

**$\sigma_q$**  : Contrainte correspondant à q.

**$\gamma_b$**  : 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).

**$q$**  : chargement KN/ml..

**$\tau_{ultim}$**  : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

**$\tau_u$**  : 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.

# Table des matières

<b>Introduction générale</b>	
<b>Chapitre I : Généralités</b>	
I.1. Présentation du projet	2
I.2. Caractéristiques géométriques	2
I.2.1: Dimensions en plan	2
I.2.2: Dimensions en élévation	2
I.3. Données géotechniques du sol	3
I.4. Caractéristiques structurales	3
1.4.1 : Ossature et système de contreventement	3
1.4.2 : Les planchers	3
1.4.3 : La maçonnerie	3
1.4.4 : L'acrotère	3
I.5. Règlements et normes utilisés	4
I.6. Caractéristiques des matériaux	4
I.6.1. Béton	5
I.6.2. Acier	5
I.6.2.1. Principales armatures utilisés	6
I.6.2.2. Résistance caractéristique de l'acier	7
I.7. Action et sollicitations de calcul	7
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement et étude des éléments</b>	
II .1. Pré dimensionnement des éléments secondaires	11
II .1.1 Les planchers	11
II.1.1.1 Plancher à corps creux	11
II.1.1.2. Dalles pleines	12
II.1.2. Les escaliers	13
II.1.3 l'acrotère	15
II.2 Pré dimensionnement des éléments principaux	15
II.2.1. Les poutres	15
II.2.2 Les voiles	16
II.2. 3 Les poteaux	17
II.3. Evaluation des charges et surcharges	17
II.3.1. Charges permanentes	17
II. 3.2. Charges d'exploitation(Q)	20
II.4. Descente de charges	20
II.5. Vérification pour le poteau	23
II.6. Etude des éléments secondaires	26
II.6.1. Etude du plancher	26
II.6.1.1 Plancher à corps creux	26
II.6.1.2 Etude des planchers dalles pleines	38
II.6.2 Etude de l'acrotère	42
II.6.3 Etude des dalles de la cage d'ascenseur	45
II.6.4. Etude des escaliers de l'étage courant	54
<b>Chapitre III : Etude dynamique</b>	
III.1 Méthodes de calcul	63
III 2. Méthode choisie	63
III. 3. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base)	63
III.4 Méthode dynamique modale spectrale	65
III.4.1 Principe	65
III.4.2. Disposition des voiles	66
III.4.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS2016	67
III.4.4 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003	68



# Table des matières

<b>Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux</b>	
IV.1 Etude des poteaux	75
IV.1.1 Recommandations du RPA99.V2003	75
IV.1.2 Sollicitations dans les poteaux	76
IV.1.3 Ferrailage des poteaux	77
IV.1.4 Vérifications	80
IV.2 Etude des poutres	83
IV.2.1 Recommandation du RPA99	84
IV.2.3 Sollicitations de calcul	84
IV.2.4 Ferrailage des poutres	85
IV.2.5 Vérification des zones nodales	88
IV.2.5.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux	88
IV.2.5.2 Vérification	89
IV.3 Calcul des voiles par la méthode des contraintes	92
IV.3.1 Recommandation du RPA 99/Version2003	92
IV.3.2 Ferrailage des voiles	93
<b>Chapitre V : Etude de l'infrastructure</b>	
V.1. Etude des fondations	99
V.1.1. Les différents types de fondation	99
V.1.2. Choix du type des fondations	99
V.1.3. Capacité portante du sol d'assise	99
V.1.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles	100
V.1.4.1. semelles isolées	100
V.1.4.2. Vérification des semelles filantes	100
V.1.4.3. Radier général nervuré	101
V.2 Voile périphérique	112
<b>Conclusion générale</b>	
<b>Bibliographie</b>	
<b>Annexes</b>	
<b>plans</b>	

<b>Liste des figures</b>	
<b>Chapitre I :</b>	
<b>Figure I.1 :</b> Dimensions en plan et en élévation de la structure	2
<b>Figure I.2 :</b> Diagramme déformation-contrainte du béton	4
<b>Figure I.3 :</b> Diagramme des contraintes limites du béton	5
<b>Chapitre II :</b>	
<b>Figure II.1 :</b> Plancher à corps creux	11
<b>Figure II.2.</b> Coupe transversale d'une poutrelle	11
<b>Figure II .3</b> Schéma de la disposition des poutrelles pour les étages courants	12
<b>Figure II.4</b> Dalle sur 2 appuis	13
<b>Figure II. 5:</b> Schéma d'un escalier	13
<b>Figure II.6</b> Schéma statique l'escalier	13
<b>Figure II.7</b> Vue en plan de l'escalier de l'étage courant	14
<b>Figure II.8:</b> Schéma de la 1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée	14
<b>Figure II.9 :</b> coupe transversale de l'acrotère	15
<b>Figure II.10</b> Coupe verticale d'un voile	16
<b>Figure II.11:</b> Surfaces afférentes du poteau C5	20
<b>Figure II.12 :</b> Schéma d'une poutrelle	26
<b>Figure II.13</b> Moments sur une poutre à plus de deux travées	27
<b>Figure II.14</b> Moments sur une poutre à deux travées	27
<b>Figure II.15</b> Effort tranchant sur une poutre à 2 travées	28
<b>Figure II.16</b> Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées	28
<b>Figure II.17</b> Les différents types de poutrelles	28
<b>Figure II.18</b> Schéma statique de la poutrelle T2 (plancher terrasse inaccessible)	29
<b>Figure II.19:</b> Coupe transversale d'une poutrelle	32
<b>Figure II.20</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression	38
<b>Figure II.21</b> Dalle sur 3 appuis (balcon)	38
<b>Figure II.22:</b> Section de la dalle pleine à ferrailer	39
<b>Figure II.23</b> Schéma des sollicitations dans l'acrotère	43
<b>Figure II.24</b> Schéma statique de l'acrotère	44
<b>Figure II.25</b> Cage d'ascenseur	47
<b>Figure II .26</b> Schéma représentant la surface d'impact	50
<b>Figure II.27</b> Schéma d'une volée 1-3 d'étage courant	54
<b>Figure II.28</b> Schéma statique des volées 2 et 4(EC)	56
<b>Figure II.29:</b> Schéma de ferrailage de l'escalier	57
<b>Figure II.30 :</b> Schéma de ferrailage des volées 2 et 4	57
<b>Figure II.31.</b> Schéma statique de la poutre brisée	58
<b>Figure II.32 :</b> Schéma de ferrailage de la poutre brisée	61
<b>Chapitre III :</b>	
<b>Figure III.1</b> Schéma de dispositions des voiles	66
<b>Figure III.2</b> 1 <sup>er</sup> mode de déformation (translation suivant y-y)	67
<b>Figure III.3</b> 2 <sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant x-x)	68
<b>Figure III.4</b> 3 <sup>ème</sup> mode de déformation (torsion au tour de z-z)	68

<b>Chapitre IV :</b>	
<b>Figure IV.1</b> Zone nodale	<b>75</b>
<b>Figure IV.2</b> Section réduite du béton	<b>80</b>
<b>Figure IV.3</b> Section d'un poteau	<b>81</b>
<b>Figure IV.4:</b> schémas de ferrailage des poteaux	<b>83</b>
<b>Figure IV. 5</b> Les moments dans la zone nodale	<b>88</b>
<b>Figure IV.6 :</b> Exemple de disposition constructive de la poutre	<b>90</b>
<b>Figure IV.7 :</b> Schéma de ferrailage de la poutre principale du RDC+étage courant	<b>91</b>
<b>Figure IV.8 :</b> Schéma de ferrailage de la poutre principale de la terrasse inaccessible	<b>91</b>
<b>Figure IV.9 :</b> Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du RDC+étage courant	<b>91</b>
<b>Figure IV.10</b> Disposition des armatures verticale	<b>93</b>
<b>Figure IV.11:</b> Schéma de ferrailage du voile $V_{x3}$	<b>95</b>
<b>Figure IV.12 :</b> Schéma de ferrailage du voile $V_{y1}$	<b>97</b>
<b>Chapitre V :</b>	
<b>Figure V.1</b> Vue d'une semelle isolée	<b>100</b>
<b>Figure V.2</b> Semelle filante	<b>101</b>
<b>Figure V.3</b> Dimension du radier	<b>101</b>
<b>Figure V.4</b> Zone de contact poteau- radier	<b>102</b>
<b>Figure V.5:</b> Dalle sur quatre appuis	<b>104</b>
<b>Figure V.6:</b> Schéma de rupture des dalles du radier	<b>107</b>
<b>Figure V. 7:</b> Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y	<b>108</b>
<b>Figure V. 8:</b> Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x	<b>108</b>
<b>Figure V. 9:</b> Section à ferrailer	<b>109</b>
<b>Figure V. 10:</b> Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens	<b>111</b>
<b>Figure V.12 :</b> Schéma du mur périphérique	<b>112</b>
<b>Figure V.13:</b> Diagramme des contraintes	<b>113</b>
<b>Figure V.11:</b> schéma du voile périphérique avec détail de drainage	<b>115</b>

# Liste des tableaux

<b>Chapitre I</b>	
<b>Tableau I.1 : <math>f_e</math> en fonction du type d'acier</b>	<b>5</b>
<b>Chapitre II</b>	
<b>Tableau II.1 Dimensionnement des dalles</b>	<b>13</b>
<b>Tableau II.2 Dimensionnement de volée 1et 3</b>	<b>14</b>
<b>Tableau II.3 Dimensionnement de volée 2et 4</b>	<b>14</b>
<b>Tableau II.4 Dimensionnement des voiles</b>	<b>17</b>
<b>Tableau II.5 Dimensions préalables des poteaux</b>	<b>17</b>
<b>Tableau II.6 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible</b>	<b>17</b>
<b>Tableau II.7 Evaluation des charges du plancher RDC et étages courant</b>	<b>18</b>
<b>Tableau II.8 Evaluation des charges du balcon</b>	<b>18</b>
<b>Tableau II.9 Evaluation des charges dans les murs extérieurs</b>	<b>18</b>
<b>Tableau II.10 Evaluation des charges dans les murs intérieurs</b>	<b>18</b>
<b>Tableau II.11 Evaluation des charges du palier</b>	<b>19</b>
<b>Tableau II.12 Evaluation des charges de la volée</b>	<b>19</b>
<b>Tableau II.13 Poids propre des poteaux</b>	<b>19</b>
<b>Tableau II.14 Evaluation des surcharges d'exploitation</b>	<b>20</b>
<b>Tableau II.15 Surfaces afférentes et longueurs des poutres dans les différents niveaux</b>	<b>20</b>
<b>Tableau II .16 Charges et surcharges reprises par le poteau C5</b>	<b>20</b>
<b>Tableau II.17 Descente charge pour le poteau (C5)</b>	<b>21</b>
<b>Tableau II.18 Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau</b>	<b>23</b>
<b>Tableau II.19 Vérification au flambement des poteaux</b>	<b>25</b>
<b>Tableau II.20 Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau</b>	<b>25</b>
<b>Tableau II.21 Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles</b>	<b>28</b>
<b>Tableau II.22 Chargements sur les poutrelles</b>	<b>29</b>
<b>Tableau II.23 Sollicitations maximales dans les poutrelles des différents planchers</b>	<b>32</b>
<b>Tableau II.24 Evaluation de la flèche</b>	<b>37</b>
<b>Tableau II.25 Ferrailage de dalles sur 3 appuis de la terrasse inaccessible</b>	<b>39</b>
<b>Tableau II.26 Tableau des vérifications des contraintes à L'ELS dans le panneau</b>	<b>40</b>
<b>Tableau II.27 Calcul de section d'acier à l'ELS</b>	<b>40</b>
<b>Tableau II.28 Calcul de flèche de la terrasse inaccessible selon x-x</b>	<b>41</b>
<b>Tableau II.29 Calcul de flèche de la terrasse inaccessible selon y-y</b>	<b>41</b>
<b>Tableau II.30 Sollicitations dans les différents types des dalles</b>	<b>42</b>
<b>Tableau II.31 Combinaisons d'actions de l'acrotère</b>	<b>43</b>

## Liste des tableaux

<b>Tableau II.32</b> Calcul des ferrailages selon les deux sens	<b>48</b>
<b>Tableau II.33</b> Vérifications des états limitent de compression du béton	<b>50</b>
<b>Tableau II.34</b> Calcul des ferrailages selon les deux sens	<b>52</b>
<b>Tableau II.35</b> Vérifications des états limitent de compression du béton	<b>53</b>
<b>Tableau II.36</b> Résultats des ferrailages des volées 1-3 des l'étages courants	<b>54</b>
<b>Tableau II.37</b> Résultats des ferrailages des volées 2 et 4 des l'étages courants	<b>56</b>
<b>Tableau II.38</b> Ferrailage de la poutre brisée	<b>59</b>
<b>Tableau II.39</b> Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée	<b>61</b>
<b>Chapitre III</b>	
<b>Tableau III.1</b> Valeurs des pénalités $P_q$	<b>65</b>
<b>Tableau III.2</b> Période de vibration et taux de participation massique	<b>67</b>
<b>Tableau III.3</b> Vérification de l'interaction sous charges verticales	<b>69</b>
<b>Tableau III.4</b> Vérification de l'interaction sous charges horizontales	<b>69</b>
<b>Tableau III.5</b> Vérification de l'effort tranchant à la base	<b>70</b>
<b>Tableau III.6</b> Vérification de l'effort tranchant à la base après majoration	<b>70</b>
<b>Tableau III.7</b> Vérification des déplacements	<b>70</b>
<b>Tableau III.8</b> Vérification à L'effet $P-\Delta$	<b>71</b>
<b>Tableau III.9</b> Vérification de l'effort normal réduit	<b>72</b>
<b>Tableau III:10</b> Dimensions finales des éléments structuraux	<b>73</b>
<b>Chapitre IV</b>	
<b>Tableau IV.1</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	<b>76</b>
<b>Tableau .IV.2</b> Les sollicitations dans les poteaux	<b>77</b>
<b>Tableau IV.3</b> Armatures longitudinale dans les poteaux	<b>78</b>
<b>Tableau IV.4</b> Armatures transversales adoptées pour les poteaux	<b>79</b>
<b>Tableau IV.5.</b> Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum	<b>81</b>
<b>Tableau IV.6</b> Vérification des contraintes dans le béton des poteaux	<b>81</b>
<b>Tableau IV.7</b> Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux	<b>82</b>
<b>Tableau IV.8</b> Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon RPA99/2003	<b>84</b>
<b>Tableau IV.9</b> Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres non associées au voile	<b>84</b>
<b>Tableau IV.10</b> Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres associées aux voiles	<b>84</b>
<b>Tableau IV.11</b> Armatures longitudinales dans les poutres	<b>85</b>
<b>Tableau IV.12</b> Vérification de l'effort tranchant	<b>87</b>
<b>Tableau IV.13</b> Vérification au cisaillement	<b>87</b>
<b>Tableau IV.14</b> Vérification de l'état limite de compression du béton	<b>87</b>
<b>Tableau IV.15</b> Moment résistant dans les poteaux	<b>89</b>
<b>Tableau IV.16</b> Moments résistants dans les poutres	<b>89</b>

## Liste des tableaux

<b>Tableau IV.17</b> Vérification de la zone nodale poutres principales	<b>89</b>
<b>Tableau IV.18</b> Vérification de la zone nodale poutres secondaires	<b>90</b>
<b>Tableau IV.19</b> Moments résistants dans les poteaux	<b>90</b>
<b>Tableau IV.20</b> Vérification de la zone nodale poutres secondaires	<b>90</b>
<b>Chapitre V</b>	
<b>Tableau V.1</b> Ferrailage du radier	<b>106</b>
<b>Tableau V.2</b> Vérifications des contraintes du béton et l'acier	<b>106</b>
<b>Tableau V.3:</b> Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y	<b>108</b>
<b>Tableau V.4:</b> Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x	<b>108</b>
<b>Tableau V.5</b> Sollicitations à l'ELS	<b>109</b>
<b>Tableau V.6</b> Résumé des résultats du ferrailage des nervures	<b>109</b>
<b>Tableau V.7</b> Résumé des résultats (vérification des contraintes)	<b>110</b>
<b>Tableau V.8</b> Nouvelles sections d'acier adoptées à l'ELS	<b>111</b>
<b>Tableau V.9</b> Vérifications des contraintes dans le voile	<b>115</b>

# **Introduction générale**

### *Introduction générale*

Les constructions sont souvent menacées par les catastrophes naturelles, parmi lesquelles on distingue les secousses sismiques, un phénomène imprévisible qui se produit par le mouvement des plaques tectoniques qu'on ne peut ni prévoir ni contrôler, et ce phénomène malheureusement continueront à surprendre l'homme. Le danger de ce dernier varie d'un endroit à un autre selon la sismicité du lieu.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité du bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment en (R+9) + un sous sol implanté à Bejaia (sidi aich) qui classé d'après le règlement parasismique algérien zone de moyenne sismicité. Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on a utilisé le code national (règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003).

Le travail est réalisé selon le plan suivant :

- ❖ Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- ❖ Le deuxième chapitre, pour le pré-dimensionnement et étude des éléments secondaires
- ❖ Le troisième chapitre, pour étude dynamique.
- ❖ Le quatrième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- ❖ Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail



# Chapitre I

### I.1. Présentation du projet:

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment (R+9+un sous-sol), appartenant à la promotion immobilière 219 logements Sidi aich. Les étages sont répartis comme suit :

- Un sous sol à usage de parking.
- RDC à usage commercial.
- 1<sup>er</sup> étage à usage service.
- Du 2<sup>em</sup> au 9<sup>ème</sup> étage à usage d'habitation (logements en F2, F3).

### I.2. Caractéristiques géométriques :

#### I.2.1. Dimensions en plan :

Notre bâtiment présente une forme irrégulière en plan (présence d'un escalier urbain).

- ✓ Longueur totale en plan .....  $L_x=29,75m$
- ✓ Largeur totale.....  $L_y=16,90m$

#### I.2.2 : Dimensions en élévation :

- ✓ La hauteur du sous sol .....  $h_{ss}=3,80m$
- ✓ La hauteur du RDC .....  $h_{RDC}=5,95m$
- ✓ La hauteur des étages courants.....  $h_{ec}=3,06m$
- ✓ La hauteur totale.....  $H_t=39,79m$

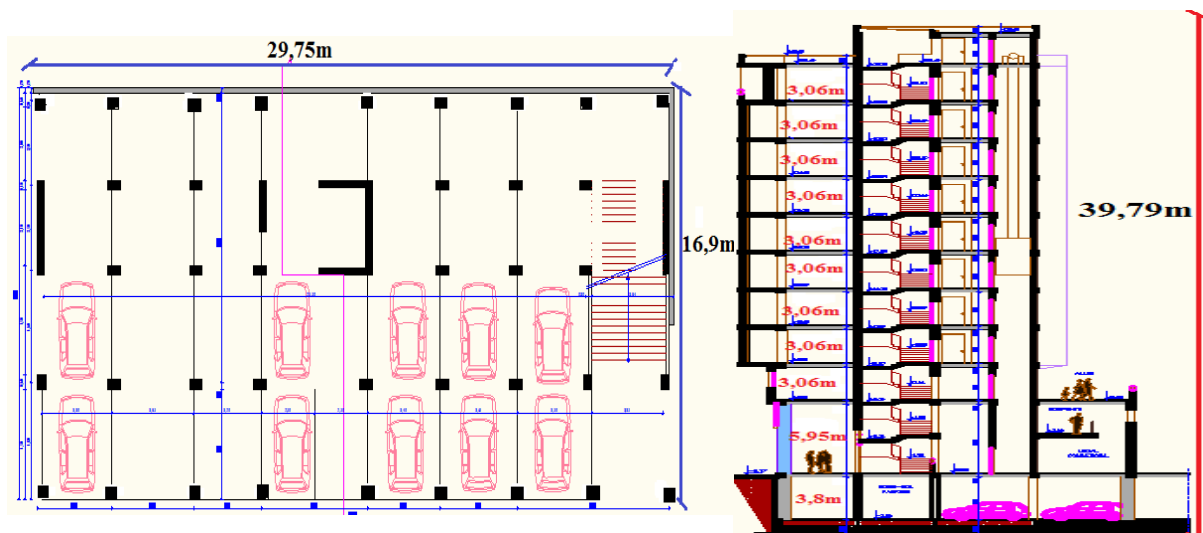


Figure I.1 : Dimensions en plan et en élévation de la structure.

L'ouvrage est implanté à Sidi Aich (W. Béjaia) qui est une zone de sismicité moyenne (zone IIa) d'après le règlement parasismique Algérien «RPA99/version2003», groupe d'usage 2.

### I.3. Données géotechniques du sol :

Les résultats d'étude du sol obtenus d'après une série d'essais réalisée par le laboratoire « KELLER », nous permettent de conclure les caractéristiques du sol suivantes :

- ◆ Compte tenu des résultats du pénétromètre dynamique et des vérifications réalisées sur les colonnes ballastées : la contrainte admissible est limitée à 2,2 bars.
- ◆ Le sol est essentiellement composé de sables grossier marneux en surface à des sables très fin vaseux en profondeur.
- ◆ Les essais réalisés dans l'assiette du projet on permit de classer le sol en **catégorie S3 « sol meuble »** selon le «RPA99/version2003»

Vu la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous optons pour des fondations superficielles, ancrées à partir de **D ≥ 2,5m** de profondeur par rapport à la cote du terrain (bas talus).

### I.4. Caractéristiques structurales :

#### I.4.1. Ossature et système de contreventement :

Notre bâtiment présente une hauteur totale de 39,79m, ce qui selon «RPA99/V2003 » nécessite en zone (IIa) l'introduction de voiles de contreventement. Dans notre cas on a opté pour un système de contreventement mixte voiles-portiques avec justification d'interaction.

#### I.4.2 : Les planchers :

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

Les balcons ainsi que la dalle de la cage d'ascenseur sont réalisés en dalles pleines

#### I.4.3 : La maçonnerie:

Les murs extérieurs: Ils seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) cm séparées par une lame d'air de 5cm.

Les murs de séparation intérieurs: seront en une seule paroi de brique de 10cm.

#### I.4.4 : L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher de la terrasse inaccessible. Il a pour but d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales sur la façade.

### I.5. Règlements et normes utilisés

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

- DTR-BC 2.41 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- DTR-BC 2.48 (Règles parasismiques Algériennes RPA99/version2003).
- BAEL 99 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC 2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- DTR-BC 2.331(Règles de calculs des fondations superficielles).

## I.6.Caractéristiques des matériaux

### I.6.1.Béton

Le béton est un matériau composite homogène constitué de grains minéraux et d'un liant qui durcit en présence d'eau. A ces composants s'ajoutent des adjuvants qui améliorent sensiblement les performances du matériau. Des éléments encore plus fins sont aussi introduits pour améliorer la compacité des bétons.

#### a-Résistance caractéristique

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, celle-ci notée  $f_{c28}$ .

Pour le présent projet on adoptera un béton de classe C25/30

Avec :  $f_{c28}=25$  MPa : C'est la résistance d'une éprouvette cylindrique de dimension (16cm\*32cm).

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est définie selon le BAEL91 (art : A.2.1,12) par la relation :

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

Pour notre cas ; j=28 jours et  $f_{c28} = 25$  Mpa ; donc :  $f_{t28} = 2,1$  Mpa.

#### b-Contrainte limite

Pour le calcul de la contrainte limite à l'ELU, on admet le diagramme parabole-rectangle { simplifié de la figure ci- dessous :

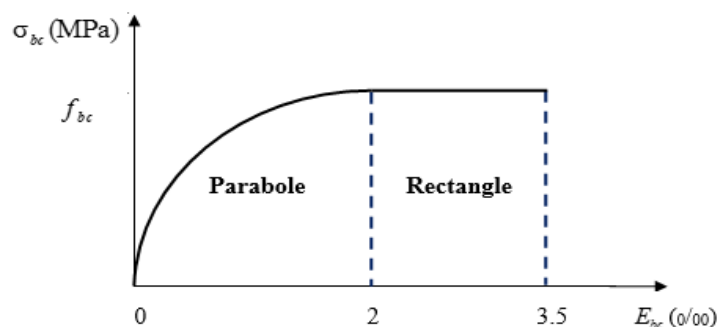


Figure I.2 : Diagramme déformation-contraite du béton

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{et donc } f_{bi} = \begin{cases} 14,2 \text{ MPa pour les situations durables} \\ 18,48 \text{ MPa pour la situation accidentelle} \end{cases}$$

Pour le calcul des contraintes à l'ELS, on admet le diagramme triangulaire de la figure ci-dessous :

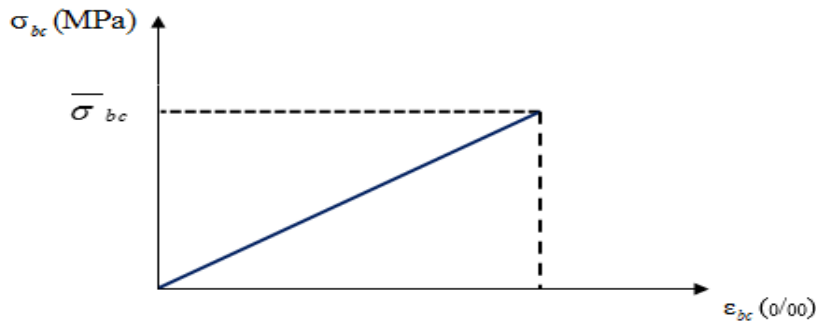


Figure I.3 : Diagramme des contraintes limites du béton

La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

**C-module de déformation longitudinale du béton :**

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93 (Art. A.2.1.2.1)}$$

Pour:  $f_{c28}=25 \text{ MPa}$  on a:  $\begin{cases} E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa} \end{cases}$

avec :  $E_{ij}$ = instantané  
 $E_{vj}$ =différé

**I.6.2.Acier**

L'acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage, forment un matériau homogène, est caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression, et sa limite d'élasticité. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

**I.6.2.1.Principales armatures utilisés :**

Tableau I.1:  $f_e$  en fonction du type d'acier.

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

### ❖ Ronds lisses (R.L)

Ce sont des barres laminées de sections circulaires, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235

$f_e$ = La contrainte à la limite élastique.

$f_u$ = La contrainte à la limite de rupture.

- $f_e=215\text{MPa} ; f_u=330 \text{ à } 490\text{MPa}$ .
- $f_e=235\text{MPa} ; f_u=410 \text{ à } 490\text{MPa}$ .

### ❖ Les aciers à haute adhérence (HA)

Ce sont des barres laminées de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton. On distingue deux classe d'acier FeE400 et FeE500. Les diamètres normalisés sont ;  $\emptyset$  (6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50)mm.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par:

- Limite élastique:  $f_e=400\text{Mpa}$ .
- Contrainte admissible:  $\sigma_s=348\text{Mpa}$ .
- Coefficient de fissuration:  $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité:  $\gamma_s=1.15$
- Module d'élasticité:  $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$ .

### ❖ Treillis soudés

Les treillis soudés, sont formés par assemblage perpendiculairement des barres de des fils lisses ou à haute adhérence, soudés électriquement de chaque point de croisement, forment un maillage (15×15) ou (15×20), est disponible avec les diamètres suivants;  $\emptyset$  (6, 8, 10, 12,14).

#### I.6.2.2.Résistance caractéristique de l'acier :

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

- **Contraintes limites  $\sigma_s$  :**

✓ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{talque } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité d'acier.

Pour le cas de ce projet :  $\sigma_s = \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{MPa} & \text{pour : une situation courante.} \\ \sigma_s = 400 \text{MPa} & \text{pour : une situation accidentelle.} \end{cases}$

✓ **ELS** : **BAEL91** (article A.4.5.32)

La valeur de  $\sigma_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

**Cas 1** : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

**Cas2** : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \text{ [MPa]}$$

$f_{ij}$  : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

**Cas 3** : fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs):

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en [MPa]}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

- $\eta=1$  : pour les ronds lisses, treilles soudés.
- $\eta=1.6$  : pour les hautes adhérences  $\phi \geq 6\text{mm}$ .
- $\eta=1,3$  : pour les hautes adhérences  $\phi < 6\text{mm}$ .

## I.7.Action et sollicitations de calcul

### I.7.1. les actions :

C'est l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées directement à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc.), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc.). Nous donnons dans ce qui suit les principaux types d'actions intervenant dans le calcul.

**a) Les actions permanentes (G) : Leurs intensités sont constantes, elles comprennent :**

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

**b) Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- charge appliquées en cours d'exécution.
- Les effets thermiques.

c) **Les actions accidentelles (F<sub>A</sub>)** : Ce sont celles provenant de phénomènes de courte durée qui se produisent rarement, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions
- Les feux.

### I.7.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et moments détorsion développés dans une section par une combinaison d'actions donnée.

$G_{max}$  : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable à la justification de la résistance de l'élément.

$G_{min}$  : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable à la justification de la résistance de l'élément.

$Q_1$  : Action variable dite de base.

$Q_i$  : Action variable dite d'accompagnement.

a) **Combinaison d'action à l'ELU**: **CBA93 (article : A.3.3.2)**

➤ **Situation durable ou transitoire :**

Ne font intervenir que les charges permanentes et les charges variables, la combinaison d'actions est :

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i}Q_i \quad (\text{A.3.3, 21 BAEL91})$$

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

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

$\psi_{0i}$  : coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, il est égal à 0.77 pour les bâtiments courants.



➤ **Situations accidentelles :**

Les situations de calcul considérées résultent de la combinaison suivante :

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

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

$\psi_{11}$  : Valeur fréquente d'une action variable,

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

**b) Combinaison d'action à l'E L S :**

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i \quad (\text{A.3.3, 3 BAEL91})$$

**c) Combinaisons de calcul :**

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

<b>Situations durables</b>	{	$\begin{aligned} & \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ & \text{ELS : } G + Q \end{aligned}$
<b>Situations- accidentelles</b>	{	$\begin{aligned} & G + Q \pm E. \\ & G + Q \pm 1.2E. \text{ (Pour les portiques auto-stables)} \\ & 0.8 \times G \pm E. \end{aligned}$

Avec : - G : charge permanente.  
 - Q : charge d'exploitation.  
 - E : l'action du séisme.

# Chapitre II

**Introduction :**

Pour assuré une bonne transmission de différentes charges et sollicitations au sol, les éléments de la structure doivent avoir des sections suffisantes. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93,...).C'est ce qui fait l'objet de ce deuxième chapitre.

**II .1. Pré dimensionnement des éléments secondaires****II .1.1 Les planchers****II.1.1.1 Plancher à corps creux**

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

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le CBA93 (art : 6.8.4.2.4).

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

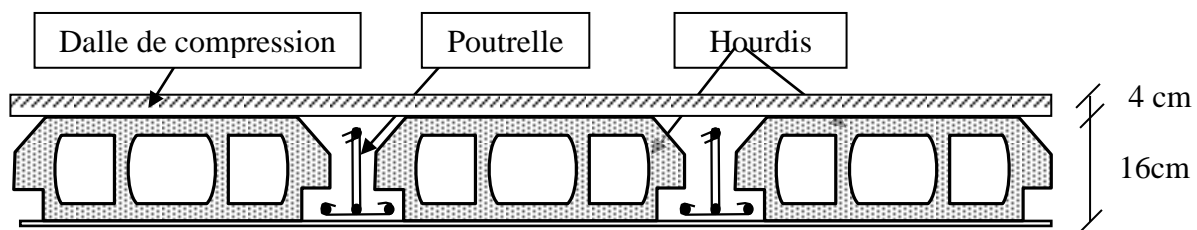
$L_{\max}$  : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

$h_t$ : hauteur totale du plancher

$$L_{\max} = 460 - 30 = 430 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{430}{22,5} = 19,11 \text{ cm soit } h_t = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de  $(16+4)=20\text{cm}$ .



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

**a. Poutrelles**

Ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher. Les poutrelles se calculent comme des sections en T à la flexion simple, la nervure est solidaire avec la dalle de compression.

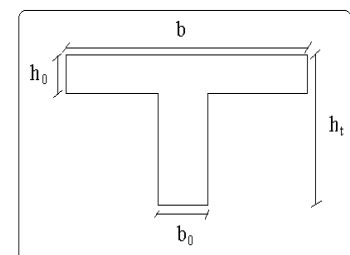
Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

- le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Pour ce qui est de notre cas ; nous avons opté pour le critère de la plus petite portée car il permet de réduire les flèches.

La largeur de la table de compression à prendre est définie par:

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{lx}{2}; \frac{ly}{10}\right)$$



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

$l_x$  : Distance entre nus de poutrelles.  $l_x = l_0 - b_0$  ;  $l_x = 65 - 10 = 55cm$

$l_y$ : Longueur minimale entre nus d'appuis d'une travée dans le sens de la disposition des poutrelles ;  $l_y = 350 - 30 = 320cm$

$b_0$ : Largeur de la nervure ;  $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12cm)$  ; Soit :  $b_0 = 10cm$

$b$ : Largeur efficace de la dalle qui forme avec la nervure un élément monolithique ;  $b = 65cm$ .

$h_0 = 4cm$  épaisseur de la dalle de compression.

$h_t = 20cm$  hauteur totale de la poutrelle.

Sur la figure suivante (II.3) nous montrons la disposition des poutrelles adoptées ainsi que l'emplacement de nos différentes dalles pleines.

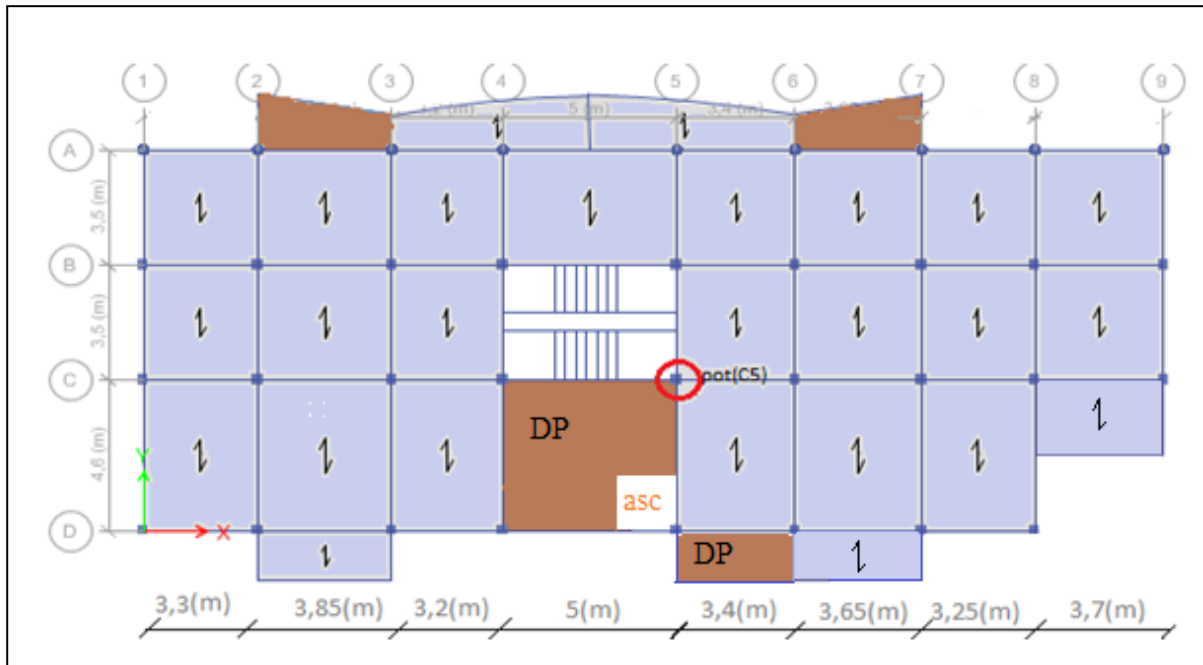


Figure II .3 Schéma de la disposition des poutrelles pour les étages courants.

**II.1.1.2. Dalles pleines :**

Ce type de plancher est généralement utilisé quand Le plancher à corps creux ne peut être utilisé, soit la surcharge est important (Q) et / ou les travées sont importantes.

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

**a. Résistance au feu (CBA93)**

- $e \geq 7$  cm pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11$  cm pour deux heures de coupe-feu ; Avec :  $e$  = épaisseur de la dalle

**b. Résistance à la flexion**

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles :  $e \geq \frac{L_x}{20}$ .
- Pour les dalles avec  $\rho \leq 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec  $\rho > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

$L_x$  : la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

$L_y$  : la grand portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).  
**Dalle sur 2 appuis (balcon)**

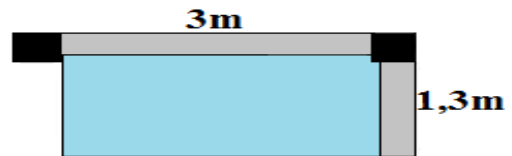


Figure II.4 Dalle sur 2 appuis

On a :  $L_x = 1,3m$  ;  $L_y = 3m$

$$\rho = 0,43 > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\Rightarrow \frac{130}{45} \leq e \leq \frac{130}{40} \Rightarrow 2,88cm \leq e \leq 3,25cm$$

Tableau II.1 : Dimensionnement des dalles

Nombre d'appuis	Type	$L_x$	$L_y$	Epaisseur(e)
2 appuis	1	1,3	3	$2,88cm \leq e \leq 3,25cm$
3 appuis	2	1,7	3,55	$3,77cm \leq e \leq 4,25cm$
	3	1,7	3,35	$3,77cm \leq e \leq 4,25cm$
	4	1,55	2,9	$3,44cm \leq e \leq 3,87cm$
	5	1,55	4,7	$4,42cm \leq e \leq 5,16cm$
Dalle sur 4 appuis	6	4,3	4,7	$3,77cm \leq e \leq 4,25cm$

Les épaisseurs obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition de résistance au feu, d'où on opte pour une épaisseur des dalles  $e = 12cm$ .

### II.1.2. Les escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau a un autre .

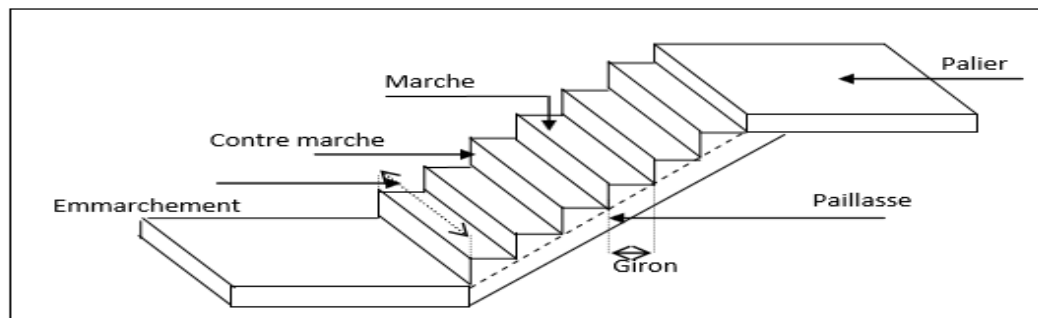


Figure II. 5:Schéma d'un escalier

#### ❖ Pré dimensionnement des escaliers

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par :  $59cm \leq g + 2 \times h \leq 64cm$ ..... (1).

$L_0$  : la longueur projetée de la volée.

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

$L_0$  : la longueur projetée de la volée.

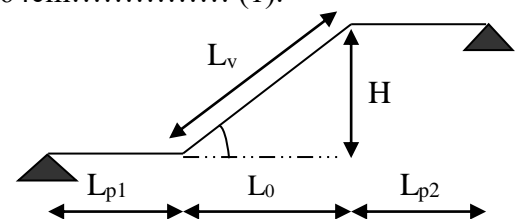


Figure II.6 Schéma statique l'escalier

En remplaçant h et g dans (1)

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

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

Notre cas on à un seul type d'escalier, c'est un escalier à quatre volées droites avec paliers intermédiaires

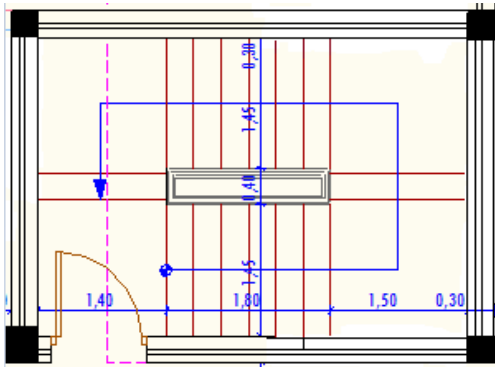


Figure II.7 Vue en plan de l'escalier de l'étage courant

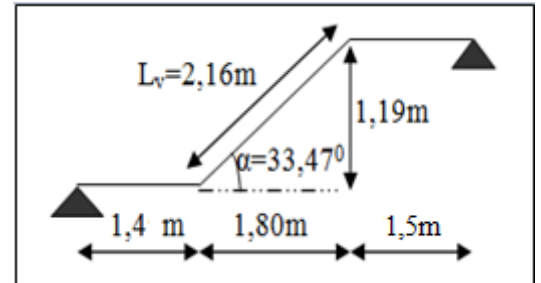


Figure II.8: Schéma de la 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée

✓ 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> Volée sont identiques

H=1.19 m ; L<sub>0</sub>=1.8m ;

AN:  $64 n^2 - 482 n + 238 = 0$  ; Après la résolution, on trouve  $\begin{cases} n = 7 \\ n - 1 = 6 \end{cases}$

$$\text{D'ou: } \begin{cases} h = \frac{H}{n} = 17\text{cm} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = 30 \end{cases}$$

• Inclinaison de la paillasse 1er et 3ème

Calcul de  $\alpha$ :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(119/180) \Rightarrow \alpha = 33,47^\circ$$

• Calcul de la longueur de la paillasse

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (1,80^2 + 1,19^2)^{1/2} = 2,16\text{m}$$

• Épaisseur de la paillasse

Elle est calculée par la relation suivante :  $L/30 \leq e \leq L/20$

Notre cas:  $L = L_v + L_{p1} + L_{p2}$  Avec  $L_v = 2.16\text{m}$  ;  $L_{p1} = 1.40\text{m}$  ;  $L_{p2} = 1.50\text{m}$

D'où :  $L = 5.06\text{m}$ .

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 16,87\text{ cm} \leq e \leq 25,3\text{ cm}$$

On prend : **e=17 cm**

Les dimensions d'escalier sont reportées Dans le Tableau suivant:

Tableau II.2 Dimensionnement des volées 1et 3.

L <sub>0</sub> (m)	H(m)	N	h (cm)	g (cm)	$\alpha$ (°)	L <sub>v</sub> (m)	e (cm)
1.80	1,19	7	17	30	33,47	2,16	17

➤ 2<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> Volée sont identiques :

Tableau II.3 Dimensionnement des volées 2et 4.

L <sub>0</sub> (m)	H(m)	N	h (cm)	g (cm)	$\alpha$ (°)	L <sub>v</sub> (m)	e (cm)
0,30	0,34	2	17	30	48,57	0,45	17

➤ **Détails de calcul :**

- Longueur de la paillasse  $L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (0,30^2 + 0,34^2)^{1/2} = 0,45\text{m}$
- Inclinaison de la paillasse :  $\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(34/30) \Rightarrow \alpha = 48,57^\circ$

$$\text{Après résolution on trouve : } \left\{ \begin{array}{l} n=2 \\ n-1=1 \end{array} \right. \quad \text{d'où : } \left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} = 17\text{cm} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = 30\text{cm} \end{array} \right.$$

**Remarque:** les escaliers du RDC sont réalisés en préfabriqué.

**II.1.3 l'acrotère**

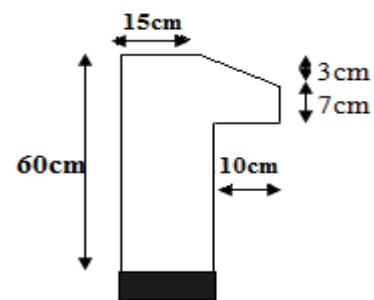
L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé.

- Le poids propre et la charge d'exploitation :

$$S = (0,6 \times 0,15) + [(0,1 \times 0,07) + (0,1 \times 0,03)/2]$$

$$S = 0,0985\text{m}^2$$

**Charge Permanente:**



**Figure II.9 :** coupe transversale de l'acrotère

- **Poids propre :**

$$G = \gamma_b \times S \Rightarrow G = 25 \times 0,0985 \Rightarrow G = 2,46\text{KN/ml.}$$

- **Enduit de ciment:**

$$G = \gamma_c \times e \times 1.$$

$$G = 0,18 \times 1,5 = 0,27\text{KN/ml} \Rightarrow G_t = 2,46 + 0,27 = 2,73\text{KN/ml.}$$

**La Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1\text{KN/ml.}$$

**II .2. Pré dimensionnement des éléments principaux****II.2.1. Les poutres****a-Pré dimensionnement de la poutre brisée**

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 320/15 \leq h \leq 320/10 \Rightarrow 21,33\text{cm} \leq h \leq 32\text{cm}$$

$$\text{Donc on prend : } \left\{ \begin{array}{l} b=30\text{cm.} \\ h=30\text{cm.} \end{array} \right.$$

- **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ h/b = 30/30 = 1 < 4 \end{array} \right. \quad \text{vérifiée ; soit une poutre de } (30 \times 30)\text{ cm}^2$$

**b- Les poutres principales**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles .Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de la flèche suivante :

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

$L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

On suppose des poteaux de  $(30 \times 30)$  cm<sup>2</sup>

AN:  $L_{\max} = 500 - 30 = 470$  cm

$\Rightarrow 31.33$  cm  $\leq h \leq 47$  cm . On prend: **h = 35cm. b = 30cm.**

- **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20$  cm ; on a  $b = 30$  cm condition vérifiée.
- $h \geq 30$  cm ; on a  $h = 35$  cm condition vérifiée.
- $h/b < 4$  ; on a  $40/30 = 1,33 < 4$  condition vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :  **$(b \times h) = (30 \times 35)$  cm<sup>2</sup>.**

**c- Les poutres secondaires**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \text{ (Condition de flèche).}$$

$L_{\max} = 470 - 30 = 440$  cm  $\Rightarrow 29.33$  cm  $\leq h \leq 44$  cm

On prend: **h = 35cm. b = 30cm.**

- **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

- $b \geq 20$  cm ; on a  $b = 30$  cm condition vérifiée.
- $h \geq 30$  cm ; on a  $h = 35$  cm condition vérifiée.
- $h/b < 4$  ; on a  $35/30 = 1,167 < 4$  condition vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :  **$(b \times h) = (30 \times 35)$  cm<sup>2</sup>.**

**II.2.2 Les voiles**

Le Pré dimensionnement des voiles se fera d'après le RPA 99 (article 7.7.1). Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effet de séisme.

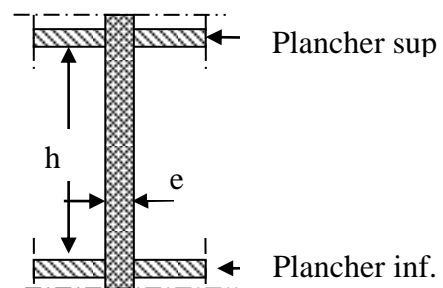
Selon le RPA 99 (article 7.7.1) le pré dimensionnement des voiles se fait par les conditions suivantes :

- $e \geq \frac{h_e}{20}$  pour les voiles simple.
- $e \geq 15$  cm

Donc ;  $e \geq \max (h_e/20; 15$  cm)

Avec :  $h_e$  : hauteur libre d'étage

$e$  : l'épaisseur de voile



**Figure. II.10** Coupe verticale d'un voile



**Tableau II.4 :** Dimensionnement des voiles

Etages	h étage(m)	h libre (m)	h <sub>e</sub> /20 (cm)	e adopté (cm)
RDC(GC)	5.95	5.75	28.75	30
Etages courant	3.06	2.86	14.3	15

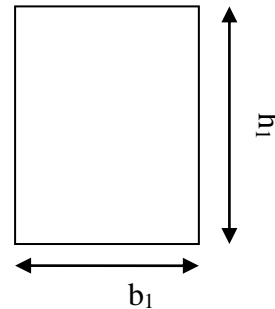
**II.2. 3 Les poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, les dimensions des poteaux sont déterminés par la descente des charges de poteau le plus chargé. Selon le RPA99 (version2003), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Condition RPA.

**Condition RPA :**

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25cm \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{cases}$$



Tel que :  $h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 2,86m$  le RDC et étage courant.

$h_e = 5,75m$  Pour galerie commerciale.

$h_e = 3,60m$  sous-sol.

On adopte préalablement la section des poteaux ( $b_1 \times h_1$ ) comme suit :

**Tableau II.5:** Dimensions préalables des poteaux

Etages	Sous-sol +RDC	1 <sup>ER</sup> et 2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup>	5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup>	7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup>	9 <sup>eme</sup> et terrasse
Sections	45×45	40×40	35×40	35×35	30×35	30×30

**II.3. Evaluation des charges et surcharges :**

**II.3.1.Charges permanentes :**

- Plancher à corps creux

**Tableau II.6 :** Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Poids G(KN/m <sup>2</sup> )
Gravions roulé de protection	20	0,04	0,80
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,1	2,20
Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
Plancher à corps creux (16+4)	/	0,2	2,85
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
<b>Charge permanente totale</b>			<b>6,18</b>

**Tableau II.7 :** Evaluation des charges du plancher RDC et étages courant :

Désignation des éléments		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Poids G(KN/m <sup>2</sup> )
Cloison de séparation		/	/	1,00
Carrelage		20	0,02	0,40
Mortier de pose		20	0,02	0,40
Lit de sable		18	0,02	0,36
Plancher	corps creux (16+4)	/	0,2	2,85
	Dalle pleine	25	0,12	3
Enduit de plâtre		10	0,02	0,20
<b>Charge permanente totale</b>		Corps creux		<b>5,21</b>
		Dalle pleine		<b>5,36</b>

○ **Balcons****Tableau II.8 :** Evaluation des charges du balcon

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Poids G(KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher dalle pleine	25	0,12	3,00
Enduit en ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G=4,43</b>

○ **Murs extérieurs double parois en brique creuses****Tableau II.9 :** Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Poids G(KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Briques creuses extérieur	9	0,15	1,35
Briques creuses intérieur	9	0,10	0,90
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G=2,72</b>

○ **Murs intérieurs double parois en brique creuses****Tableau II.10:** Evaluation des charges dans les murs intérieurs.

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Poids G(KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Briques creuses intérieur	9	0,10	0,90
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G=1,30</b>

## ○ Escaliers

## ➤ Palier

**Tableau II.11:** Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Poids G(KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle en béton armé	25	0,17	4,25
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G=5,68</b>

## ➤ Volée

**Tableau II.12:** Evaluation des charges de la volée.

Désignation des éléments		épaisseur (m)	Poids G(KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage horizontale		0,02	0,40
Revêtement en carrelage verticale		0,02(17/30)	0,23
Mortier de pose horizontale		0,02	0,40
Mortier de pose verticale		0,02(17/30)	0,23
Marche (avec un béton 22KN/m <sup>3</sup> )		0,17(1/2)	1,87
Paillasse	Volée 1 et 3	0,17/(cos(33,47))	5,09
	Volée 2 et 4	0,17/(cos(48,57))	6,42
Enduit de ciment		0,015/(cos(33,47))	0,32
		0,015/(cos(48,57))	0,41
<b>Charge permanente totale</b>		<b>Volée 1 et 3</b>	<b>G =8,54</b>
		<b>Volée 2 et 4</b>	<b>G=9,96</b>

## ➤ Poids propre des poteaux

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies ci-après poids propre des poteaux est:  $P=25 \times S \times h$ ; avec  $h$  : hauteur d'étage ;  $S$  : surface du poteau ( $b_1 \times h_1$ )

**Tableau II.13:** Poids propre des poteaux

Etage	Sous-sol	Galerie commerciale	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup>	9 <sup>ème</sup>	Poteau de terrasse
Surface (m <sup>2</sup> )	0,20	0,20	0,16	0,14	0,122	0,105	0,09	0,09
Hauteur d'étage h	3,80	5,95	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	2,5
Poids (KN)	19	29,75	21,24	10,71	9,33	8,03	6,88	5,62

### II. 3.2.Charges d'exploitation(Q)

Tableau II.14 Evaluation des surcharges d'exploitation

Elément	Terrasse inaccessible	Étage d'habitation	Balcon	Escalier	RDC (GC)	Étage 1 service
Surcharges (KN/m <sup>2</sup> )	1	1,5	3,5	2,5	5	2,5

### II.4.Descente de charges

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous pouvons effectuer la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (C5) comme montre la figure avant (II.3).

#### II.4.1. Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau (C5)

##### ➤ Poids des planchers

On a :

- Poutres principales (30×35).
- Poutres secondaires (30×35).
- Poutre brisée (30×30)

##### Poteau C5

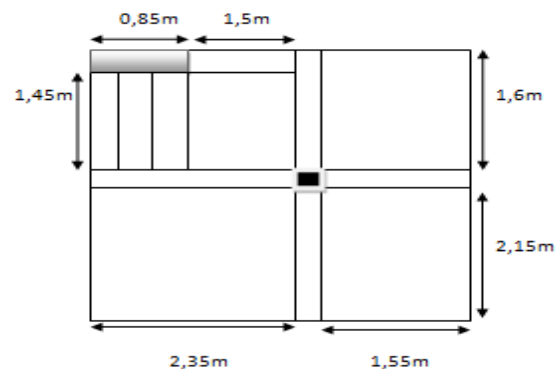


Figure II.11: Surfaces afférentes du poteau C5

Tableau II.15 : surfaces afférentes et longueurs des poutres dans les différents niveaux

	L <sub>Poutre.P</sub>	L <sub>Poutre.S</sub>	Sc.creux	SD,pleine	Svolée1	Svolée2	Spalier	Smur	Stoiture
Étage courant +RDC+Terrasse1	3,9	3,75	5,81	5,05	1,42	0,34	2,175	12,4	/
Plancher terrasse2	2,35	3,75	8,81	/	/	/	/	/	8,81

Tableau II.16: Charges et surcharges reprises par le poteau C5

Charges et surcharges	G <sub>corps creux</sub> (KN)	G <sub>dalle pleine</sub> (KN)	G <sub>escalier</sub> (KN)	G <sub>mur</sub> (KN)	Q <sub>corps creux</sub> (KN)	Q <sub>dalle pleine</sub> (KN)	Q <sub>escalier</sub> (KN)
Terrasse inaccessible	35,90	27,07	/	/	5,81	5,05	/
Étage courant	30,27	27,07	27,87	33,73	8,715	7,575	9,837
RDC	30,27	27,39	27,87	33,73	29,05	25,25	9,837

❖ **Application de la loi de dégression**

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

Sous toit ou terrasse : .....  $Q_0$

Sous dernier étage : .....  $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) : .....  $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Pour  $n \geq 5$  : .....  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

**Tableau II.17** Descente charge pour le poteau (C5)

Niveau	Elément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
<b>N0</b>	Plancher	32,9	12,86
	Poutres	16,89	
	Acrotère	11,12	
	Poteaux	5,62	
<b>La SOMME</b>		66,53	12,86
<b>N1</b>	venant de N0	66,53	12,86+23,22
	Plancher	62,97	
	Poutres	28,74	
	Escalier	27,87	
	Poteaux	6,88	
<b>la SOMME</b>		192,99	36,08
<b>N2</b>	venant de N1	192,99	12,86+0,95*(23,22+36,98)
	Plancher	57,34	
	Poutres	28,74	
	Escaliers	27,87	
	Poteaux	8,03	
<b>la SOMME</b>		314,97	70,05
<b>N3</b>	venant de N2	314,97	12,86+0,9(23,22+2*36,98)
	Plancher	57,34	
	Poutres	28,74	
	Escalier	27,87	
	Poteaux	8,03	
<b>la SOMME</b>		436,95	100,32
<b>N4</b>	venant de	436,95	12,86+0,85(23,22+3*36,98)

	N3		
	Plancher	57,34	
	Poutres	28,74	
	Escalier	27,87	
	Poteaux	9,33	
<b>la SOMME</b>		560,23	126,89
<b>N5</b>	venant de N4	560,23	$12,86+0,8(23,22+4*36,98)$
	Plancher	57,34	
	Poutres	28,74	
	Escalier	27,87	
	Poteaux	9,33	
<b>la SOMME</b>		683,51	149,77
<b>N6</b>	venant de N5	683,51	$12,86+0,75(23,22+5*36,98)$
	Plancher	57,34	
	Poutres	28,74	
	Escalier	27,87	
	Poteaux	10,71	
<b>la SOMME</b>		808,17	168,95
<b>N7</b>	venant de N6	808,17	$12,86+0,714(23,22+6*36,98)$
	Plancher	57,34	
	Poutres	28,74	
	Escalier	27,87	
	Poteaux	10,71	
<b>la SOMME</b>		943,36	187,86
<b>N8</b>	venant de N7	943,36	$12,86+0,688(23,22+7*36,98)$
	Plancher	57,34	
	Poutres	28,74	
	Escalier	27,87	
	Poteaux	21,24	
<b>la SOMME</b>		1078,55	201,29
<b>N9</b>	venant de N8	1078,55	$12,86+0,666(23,22+8*36,98)$
	Plancher	57,34	
	Poutres	28,74	
	Escalier	27,87	

	Poteaux	21,24	
<b>la SOMME</b>		1213,74	225,35
<b>N10</b>	venant de N9	1213,74	12,86+0,65(23,22+9*36,98)
	Plancher	57,34	
	Poutres	28,74	
	Escalier	27,87	
	Poteaux	29,75	
<b>la SOMME</b>		1357,44	244,28
<b>N11</b>	venant de N10	1357,44	12,86+0,636(23,22+9*36,89+64,14)
	Plancher	57,34	
	Poutres	28,74	
	Escaliers	27,87	
	Poteaux	19	
<b>la SOMME</b>		1490,39	280,09

**$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 2432,16\text{KN}$**

### II.5.Vérification pour le poteau:

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 1.35 \times 1482,54 + 1.5 \times 280,09 = 2432,16 \text{ KN}$$

$$N_u^* = N_u \times 1,1 ; N_u^* = 2675,37\text{KN}$$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

-Les règles du RPA99/2003.

#### a. Critère de résistance

On doit vérifier la condition suivante

#### Exemple de calcul

$$B \geq \frac{N_u^*}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2675,37}{14,2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0,188\text{m}^2$$

A la base (sous sol)  $B = 0,45 \times 0,45 = 0,20 \text{ m}^2 > 0,188 \text{ m}^2 \rightarrow$  c'est vérifiée.

Le tableau suivant résume les vérifications à la compression à tous les niveaux

**Tableau II.18** Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau

Etage	Poids propres G(KN)	surcharges Q(KN)	Nu*(KN)	condition $B > B_{calculé}$		Observation
				B (m <sup>2</sup> )	B <sub>calculé</sub> (m <sup>2</sup> )	
<i>Terrasse</i>	66,53	12,86	120,02	0,09	0,0084	<i>Vérifiée</i>
<b>9</b>	192,99	36,06	346,09	0,09	0,0243	<i>Vérifiée</i>
<b>8</b>	314,97	70,05	583,31	0,105	0,0410	<i>Vérifiée</i>

7	436,95	110,32	830,89	0,105	0,0585	Vérifiée
6	560,25	126,89	1041,34	0,122	0,0733	Vérifiée
5	683,51	149,77	1262,13	0,122	0,0888	Vérifiée
4	808,17	168,95	1478,89	0,14	0,1041	Vérifiée
3	943,36	187,86	1710,85	0,14	0,1204	Vérifiée
2	1078,55	201,29	1757,97	0,16	0,1238	Vérifiée
1	1213,74	225,35	2174,23	0,16	0,1531	Vérifiée
RDC	1357,44	244,28	2418,86	0,20	0,1703	Vérifiée
Sous S	1490,39	280,09	2675,37	0,20	0,1884	Vérifiée

On remarque que la condition  $B > B_{\text{calculé}}$  est vérifiée dans tous les niveaux

### b. Critère de stabilité de forme

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

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right] \dots\dots \text{(BAEL91 art B.8.4, 1)}$$

Avec:

Br: section réduite du béton ( $B_r = (a-2) \times (b-2)$ ).

As : Section d'acier.

$\gamma_b = 1,5$  : coefficient de sécurité du béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$  : coefficient de sécurité d'acier.

$\alpha$  : coefficient réducteur qui est fonction de l'élançement ( $\lambda$ ).

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

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

$l_f$ : longueur de flambement  $l_f = 0.7 l_0$  (BAEL91 art B.8.3, 31)

$l_0$ : la hauteur libre du poteau  $l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre principale}}$

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

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

### Exemple de calcul

Vérification du poteau de la galerie commerciale ( le plus élancé )

$$l_f = 0,7 \times (5,95 - 0,35) = 3,92m$$

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{h} = 3,92 \frac{\sqrt{12}}{0,6} \Rightarrow \lambda = 30,18$$

$$\lambda = 30,18 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0,74$$



D'après l'expression donnée dans le BAEL91/99 art B.8.4.1

On doit vérifier que  $B_r > B_{calculée}$

$$\Rightarrow B_{calculée} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$A.N : B_{calculée} \geq \frac{2418,86 \times 10^{-3}}{0,74 \left[ \frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,148 m^2$$

$B_r = (a-0,02) \times (b-0,02) = (0,45-0,02) \times (0,45-0,02) \Rightarrow B_r = 0,185 m^2 > B_{calculée} = 0,148 m^2$   
Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux

**Tableau II.19** Vérification au flambement des poteaux

Etages	Nu*	I	$\Lambda$	A	condition $B_r > B_{calculée}$		Observation
					$B_r$	$B_{calculée}$	
<b>Terrasse</b>	120,02	0,0866	17.435978	0.809805	0.078	0.0067	Vérifiée
<b>9</b>	346,09	0,0866	21.823840	0.788672	0.078	0.0199	Vérifiée
<b>8</b>	583,31	0.1011	18.706148	0.804063	0.092	0.0329	Vérifiée
<b>7</b>	830,89	0.1011	18.706148	0.804063	0.092	0.0469	Vérifiée
<b>6</b>	1041,34	0.1011	18.706148	0.804063	0.108	0.0589	Vérifiée
<b>5</b>	1262,13	0.1011	18.706148	0.804063	0.108	0.0714	Vérifiée
<b>4</b>	1478,89	0.1012	16.367880	0.814379	0.125	0.0826	Vérifiée
<b>3</b>	1710,85	0.1012	16.367880	0.814379	0.125	0.0955	Vérifiée
<b>2</b>	1757,97	0.1012	16.367880	0.814379	0.144	0.0982	Vérifiée
<b>1</b>	2174,23	0.1012	16.367880	0.814379	0.144	0.1214	Vérifiée
<b>RDC</b>	2418,86	0.1154	30.176174	0.739986	0.185	0.1486	Vérifiée
<b>Sous S</b>	2675,37	0.1307	18.552188	0.804776	0.185	0.1512	Vérifiée

On remarque que la condition  $B_r > B_{calculée}$  est vérifiée dans tous les niveaux, donc pas de risque de flambement.

### c. Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)

**Tableau II.20** Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau

Poteau	(45×45)	(40×40)	(35×40)	(35×35)	(30×35)	(30×30)	observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25cm$	45	40	35	35	30	30	vérifiée
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	28	13,55	13,55	13,55	13,55	10,75	vérifiée
$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	1	1	0.875	1	0.875	1	vérifiée

**Conclusion :**

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments secondaires et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- **Plancher :**
  - ❖ Pour le corps creux est (16+4) ; pour les dalles plein  $e = 12\text{cm}$
- Poutres :
  - ❖ Poutres principales :  $30 \times 35\text{ cm}^2$
  - ❖ Poutres secondaires :  $30 \times 35\text{ cm}^2$
  - ❖ Poutres brisée :  $30 \times 30\text{ cm}^2$
- **Escalier + palier**
  - ❖ Nous avons adopté une épaisseur  $e = 17\text{cm}$ .
- **voiles:**
  - ❖  $e_p = 30\text{ cm}$  pour le sous sol et la galerie commerciale.
  - ❖  $e_p = 15\text{ cm}$  pour les étages courant.
- **Poteaux :**
  - ❖ Sous-sol et RDC(GC) sont de section  $(45 \times 45)\text{ cm}^2$ .
  - ❖ 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étages sont de section  $(40 \times 40)\text{ cm}^2$ .
  - ❖ 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage est de section  $(35 \times 40)\text{ cm}^2$ .
  - ❖ 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage est de section  $(35 \times 35)\text{ cm}^2$ .
  - ❖ 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage est de section  $(30 \times 35)\text{ cm}^2$ .
  - ❖ 9<sup>ème</sup> étage est de section  $(30 \times 30)\text{ cm}^2$ .

**II.6. Etude des éléments secondaires****II.6.1. Etude du plancher****II.6.1.1 Plancher à corps creux**❖ **Méthodes de calculs des poutrelles**

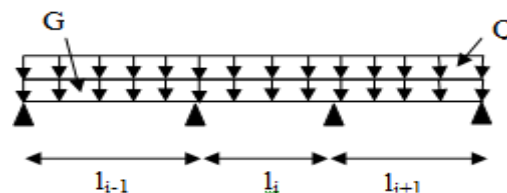
Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

➤ **Domaine d'application de la méthode forfaitaire :** (BAEL91/99 art B.6.2, 210)

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

1. Plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$ ).
2. Le rapport entre deux travées successives :  $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$ .
3. Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
4. Fissuration peu nuisible (F.P.N). (poutrelle encré dans le plancher)



**Figure II.12 :** Schéma d'une poutrelle

### Moment en appuis de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91/99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à  $-0.15M_0$ , tel que:  $M_0 = \max(M^1_0, M^n_0)$ ,

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

#### 1. Moment en appuis intermédiaires

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

$$\begin{cases} 0.6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

#### 2. Moment en travée

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

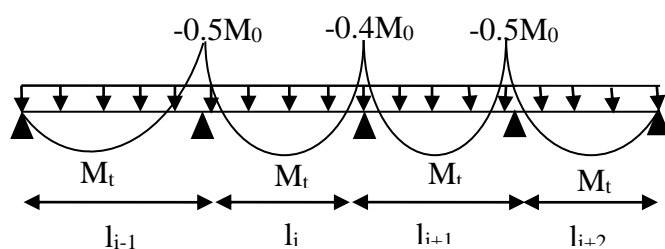
$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots & \text{Si c'est une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots\dots & \text{Si c'est une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

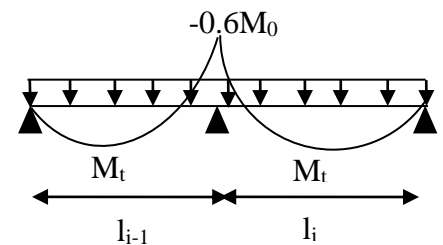
Avec :  $M_t$  : Est le maximum entre (1) et (2).

$\alpha = (Q_i / (G + Q))$  degré de surcharge.

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré



**Figure II.13** Moments sur une poutre à plus de deux travées



**Figure II.14** Moments sur une poutre à deux travées

#### ❖ Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués :

- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées

- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.
  - Soit par la méthode RDM :
- Compte tenu de la continuité :  $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

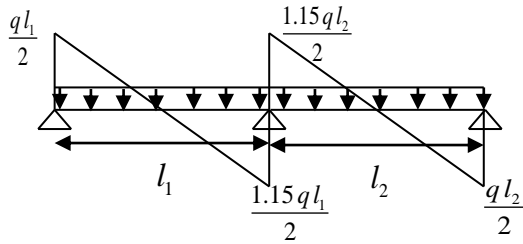


Figure II.15 Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

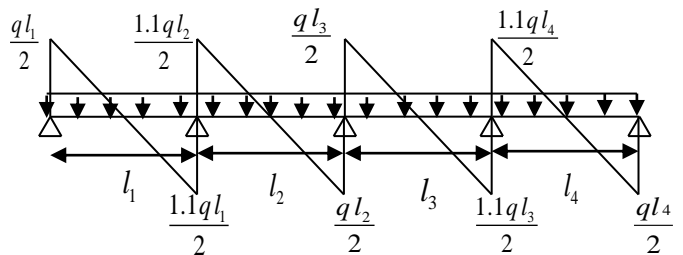


Figure II.16 Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

➤ **Domaine d'application de la méthode Caquot**

Si la 1<sup>er</sup> condition n'est pas vérifiée (le plancher supporte des surcharges élevées ( $Q > \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$ )) on applique la méthode de Caquot. Par contre si l'une des trois conditions qui restent (conditions 2,3 et 4) n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée, c-à d, on minore(G) avec un coefficient de 2/3 pour le calcul des moments aux appuis seulement et on revient à (G) pour le calcul des moments en travées.

❖ **Les différents types de schémas statiques**

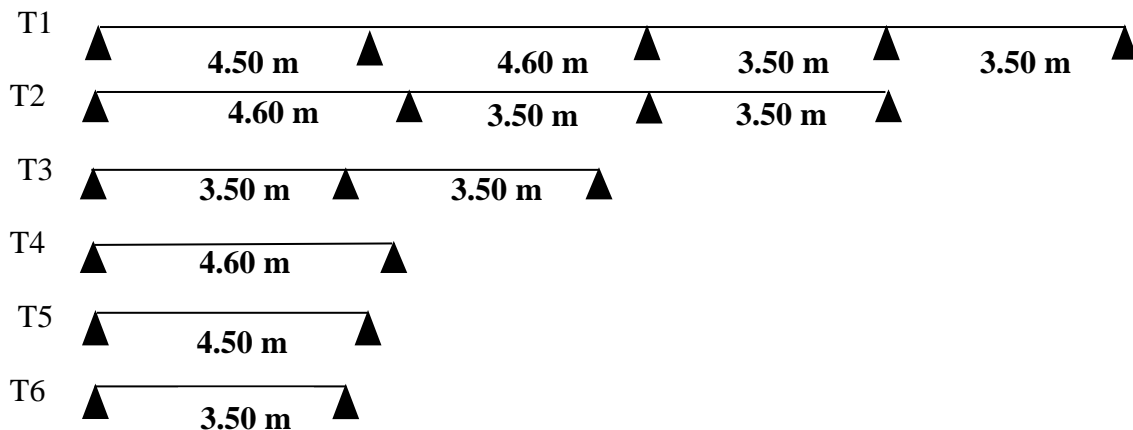


Figure II.17 : Les différents types de poutrelles.

Tableau II.21 : Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles.

Type de poutrelle	Conditions d'application	cause	Méthode adoptée
T1,T2	Non vérifier	$4,6/3,5 = 1,31$ $\notin [0,8; 1,25]$	Caquot minorée
T3	Vérifier	✓	Forfaitaire
T4,T5,T6	/	/	RDM

➤ **Calcul des charges revenant aux poutrelles**

A l'ELU :  $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $p_u = 0.65 \times q_u$

A l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0,65 \times q_s$

Caquot minorée  $G' = \frac{2}{3} G$

A l'ELU :  $P_u' = (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) \times 0,65$

A l'ELS :  $P_s' = (G' + Q) \times 0,65$

❖ Exemple de calcul

➤ Plancher terrasse inaccessible :

$G = 6,18 \text{ KN/m}^2$ ;  $G' = 4,12 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,18 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,398 \text{ KN/ml}$ .

$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (6,18 + 1) \times 0,65 = 4,667 \text{ KN/ml}$ .

$P_u' = (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) \times 0,65 = (1,35 \times 4,12 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 4,59 \text{ KN/ml}$ .

$P_s' = (G' + Q) \times 0,65 = (4,12 + 1) \times 0,65 = 3,328 \text{ KN/ml}$ .

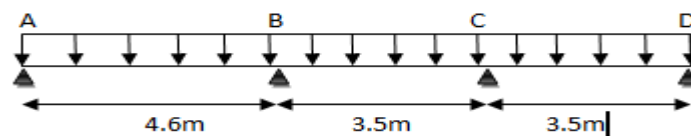
Les résultats obtenus dans chaque niveau sont résumés dans le tableau qui suit:

**Tableau II.22** Chargements sur les poutrelles.

Désignation	G(KN/m <sup>2</sup> )	G'(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
				P <sub>u</sub> (KN/ml)	P <sub>u</sub> ' (KN/ml)	P <sub>s</sub> (KN/ml)	P <sub>s</sub> ' (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	6,18	4,12	1	6,398	4,59	4,667	3,328
Etage courant	5,21	3,47	1,50	6,034	4,51	4,362	3,233
1 <sup>er</sup> étage	5,21	3,47	2,5	7,009	5,485	5,012	3,883
Etage RDC	5,21	3,47	5,00	9,447	7,923	6,637	5,508

**A.1. Exemple de calcul avec la méthode de Caquot minorée**

✓ Etude de la poutrelle type T2 (plancher terrasse inaccessible)



**Figure II.18** Schéma statique de la poutrelle T2 (plancher terrasse inaccessible)

➤ Evaluation des moments

a) Moment en appuis de rive

A l'ELU :  $M_A = M_D = -0,15 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{CD})$

$$AN: M_A = M_D = -0,15 \times \frac{4,59 \times 4,6^2}{8} = -1,82 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :  $M_A = M_D = -0,15 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{CD})$

$$AN: M_A = M_D = -0,15 \times \frac{3,328 \times 4,6^2}{8} = -1,32 \text{ KN.m}$$

b) Appuis intermédiaires

Pour un chargement réparti :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_g, q_d : \text{étant le chargement à gauche et à droite de l'appui.} \\ L_g', L_d' : \text{Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré. (gauche et droite)} \end{array} \right.$$

$$L_{AB}' = L_{AB} = 4,6m$$

$$\text{Calcul des longueurs fictives ; } L_{BC}' = 0,8 \times L_{BC} \Rightarrow L_{BC}' = 0,8 \times 3,5 = 2,8m$$

$$L_{CD}' = L_{CD} = 3,5m$$

**A l'ELU :**

$$M_B = -\frac{4,59 \times (4,6^3 + 2,8^3)}{8,5 \times (4,6 + 2,8)} \Rightarrow M_B = -8,704 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{4,59 \times (2,8^3 + 3,5^3)}{8,5 \times (2,8 + 3,5)} \Rightarrow M_C = -5,556 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS :**

$$M_B = -\frac{3,328 \times (4,6^3 + 2,8^3)}{8,5 \times (4,6 + 2,8)} \Rightarrow M_B = -6,311 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{3,328 \times (2,8^3 + 3,5^3)}{8,5 \times (2,8 + 3,5)} \Rightarrow M_C = -4,028 \text{ KN.m}$$

**Les moments en travées**

$$M(x) = M_0(x) + M_g(1 - x/L) + M_d(x/L) ; \text{ Avec : } M_0(x) = qx(l - x)/2$$

**1. Travée AB**

$$\text{A l'ELU :}$$

$$x = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{Pu \times L_{AB}} = \frac{4,6}{2} - \frac{(0 - (-8,704))}{6,398 \times 4,6} = 2,004m$$

$$M_{iAB}^U(2,003) = \frac{6,398 \times 2,004 \times (4,6 - 2,004)}{2} - 8,704 \times \frac{2,004}{4,6} \Rightarrow M_{iAB}^U(2,004) = 12,85 \text{ KNm}$$

**A l'ELS :**

$$M_{iAB}^S(2,004) = \frac{4,667 \times 2,004 \times (4,6 - 2,004)}{2} - 6,311 \times \frac{2,004}{4,6}$$

$$\Rightarrow M_{iAB}^S(2,004) = 9,39 \text{ KNm}$$

**2. Travée BC**

$$x = \frac{3,5}{2} - \frac{(-8,704) - (-5,556)}{6,398 \times 3,5} = 1,89m$$

**A l'ELU :**

$$M_{iBC}^U(1,89) = \frac{6,398 \times 1,89 \times (3,5 - 1,89)}{2} + (-8,704) \times \left(1 - \frac{1,89}{3,5}\right) + (-5,556) \times \frac{1,89}{3,5}$$

$$\Rightarrow M_{iBC}^U(1,89) = 2,73 \text{KNm}$$

**A P'ELS :**

$$M_{iBC}^S(1,89) = \frac{4,667 \times 1,89 \times (3,5 - 1,89)}{2} + (-6,311) \times \left(1 - \frac{1,89}{3,5}\right) + (-4,028) \times \frac{1,89}{3,5}$$

$$\Rightarrow M_{iBC}^S(1,89) = 2,022 \text{KNm}$$

### 3. Travée CD

$$x = \frac{3,5}{2} - \frac{(-5,556) - (0)}{6,398 \times 3,5} = 1,998 \text{m}$$

**A P'ELU :**

$$M_{iCD}^U(1,998) = \frac{6,398 \times 1,998 \times (3,5 - 1,998)}{2} + (-5,556) \times \left(1 - \frac{1,998}{3,5}\right)$$

$$\Rightarrow M_{iCD}^U(1,998) = 7,21 \text{KNm}$$

**A P'ELS :**

$$M_{iCD}^S(1,998) = \frac{4,667 \times 1,998 \times (3,5 - 1,998)}{2} + (-4,028) \times \left(1 - \frac{1,998}{3,5}\right)$$

$$\Rightarrow M_{iCD}^S(1,998) = 5,27 \text{KNm}$$

#### ▪ Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions suivantes :

$$\begin{cases} V_{i-1} = qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i \\ V_i = -qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i \end{cases}$$

$$1. \text{ Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{6,398 \times 4,6}{2} + \frac{(-8,704)}{4,6} \Rightarrow V_A = 12,82 \text{KN} \\ V_B = -\frac{6,398 \times 4,6}{2} + \frac{(-8,704)}{4,6} \Rightarrow V_B = -16,607 \text{KN} \end{cases}$$

$$2. \text{ Travée BC : } \begin{cases} V_B = \frac{6,398 \times 3,5}{2} + \frac{(-5,556) - (-8,704)}{3,5} \Rightarrow V_B = 12,09 \text{KN} \\ V_C = -\frac{6,398 \times 3,5}{2} + \frac{(-5,556) - (-8,704)}{3,5} \Rightarrow V_C = -10,297 \text{KN} \end{cases}$$

$$3. \text{ Travée CD : } \begin{cases} V_C = \frac{6,398 \times 3,5}{2} + \frac{-(-5,556)}{3,5} \Rightarrow V_C = 12,783 \text{KN} \\ V_D = -\frac{6,398 \times 3,5}{2} + \frac{-(-5,556)}{3,5} \Rightarrow V_D = -9,609 \text{KN} \end{cases}$$

➤ **Sollicitations maximales dans les poutrelles**

Les sollicitations les plus défavorables sont représentées dans le tableau suivant:

**Tableau .II.23** Sollicitation maximale, dans les poutrelles des différents planchers :

Sollicitation Maximale								
Plancher et type de poutrelle	Moment en appui de rive (KN.m)		Moment en appui intermédiaire (KN.m)		Moment en travée(KN.m)		Effort tranchant(KN)	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU -	ELU +
Terrasse inaccessible(2)	-2,538	-1,851	/	/	16,923	12,344	14,715	14,715
Terrasse inaccessible(1)	-1,93	-1,41	-8,704	-6,311	12,85	9,39	16,607	12,823
Etage courant	-1,79	-1,30	-8,553	-6,131	11,97	8,676	15,738	12,12
1 <sup>er</sup> étage service	-2,661	-1,902	-7,149	-5,061	17,74	12,68	18,241	15,77
RDC(GC)	-3,588	-2,52	-16,063	-11,167	23,92	16,81	21,26	24,825

### ❖ Ferrailage des poutrelles

#### Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul pour, le ferrailage des poutrelles type (T2) du plancher étage courant (habitation) qu'est sollicité par les sollicitations suivantes:

#### ELU

$$M_t = 11,97 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{inter}} = -8,553 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = -1,79 \text{ KN.m}$$

$$V = 15,738 \text{ KN} ; \quad L = 4,60 \text{ m.}$$

#### ELS

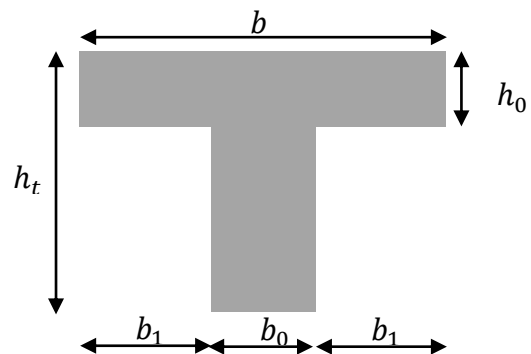
$$M_t = 8,676 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{inter}} = -6,131 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = -1,30 \text{ KN.m}$$

#### ✓ les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont:

- $b = 65 \text{ cm}$
- $b_0 = 10 \text{ cm}$
- $h = 20 \text{ cm}$
- $d = 18 \text{ cm}$
- $d' = 2 \text{ cm}$
- $h_0 = 4 \text{ cm}$
- $b_1 = 27.5 \text{ cm}$



**Figure. II.19:** Coupe transversale d'une poutrelle.

#### Calcul à ELU:

##### A- Armature longitudinales:

##### En travée

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

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) ; \quad d = h - d' = 0,20 - 0,02 = 0,18 \text{ m}$$

Le Moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02) \Rightarrow M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m.}$$



$M_t = 11,97 \text{ KN.m} < M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m} \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée  $\Rightarrow$  Le calcul sera mené pour une section rectangulaire  $b \times h$  ( $0,65 \times 0,20$ )  $\text{m}^2$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{11,97 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,032 \times 14,2} = 0,0405 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,051$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,051) = 0,176 \text{ m}.$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{11,97 \times 10}{0,176 \times 348} = 1,954 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit } A_s = 2\text{HA}8 + 1\text{HA}12 = 2,14 \text{ cm}^2$$

### Remarque :

Pour que la flèche soit vérifiée, on doit mettre un ferrailage :  $A_s = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3,05 \text{ cm}^2$ .

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{\text{cal}} \Rightarrow A_{\min} = 1,413 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,413 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 1,951 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### Aux appuis:

#### a) Appuis intermédiaires :

$$M_u = -8,553 \text{ KN.m}.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,553 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,185 \quad \mu_{bu} = 0,185 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A:}$$

$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$  (Les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,185}) = 0,99 \quad ; \quad z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,99) = 0,108 \text{ m}$$

$$A_{a \text{ inter}} = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{8,553 \times 10}{0,108 \times 348} = 2,27 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_s = 2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

#### b) Appuis rives:

$$M_a^{\text{rive}} = M_u = 1,79 \text{ KN.m}.$$

$$A_{a \text{ rive}} = \frac{M_a^r \times A_a^{\text{int}}}{M_a^{\text{int}}} = \frac{1,79 \times 1,53}{8,553} = 0,32 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{soit } A_s = 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 10^4 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_{\text{rive cal}} = 0,32 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérifications à ELU**

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V^{\text{max}} = 15,738 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15,738 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,874 \text{ Mpa}$$

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

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

✓ **Armatures transversales:**

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

$$\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\text{min}}) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (10\text{mm} ; 5,71 \text{ mm} ; 10\text{mm}) = 5,714 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier  $\Phi 6$ . Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$ .

✓ **Espacement  $S_t$**

L'espacement entre les armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

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

2)  $S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10(0,874 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 74,75\text{cm}$

Avec  $K=1$  (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peut nuisible).

3)  $S_t \leq \frac{f_e \times A_t}{0,4 \times b_0} = \frac{235 \times 0,57}{0,4 \times 10} = 33,49\text{cm}$

$S_t = \min (1; 2; 3)$ ; on adopt  $S_t = 15\text{cm}$ .

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \text{ MPa}$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 15,738 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1,028 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n' y'a pas de risque de rupture par cisaillement à la jonction table-nervure.

✓ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

✓ **Appuis de rive**

On doit vérifier que :  $A_l \geq \gamma_s \times V_u / f_e$  (Art A.5.1,312)BAEL91/99.

$$A_l \geq 1,15 \times 15,738 \times 10 / 400 = 0,45 \text{ cm}^2$$

$A_l = 3,05 + 0,79 = 3,84 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l = 3,84 \text{ cm}^2 > 0,45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

✓ **Appuis intermédiaires**

On doit vérifier que :  $A_l \geq (V_u + (M_u/0,9d))(\gamma_s/f_e)$

$A_l \geq (15,738 + (8,553/0,9 \times 0,18)) \times 10^{-3} (1,15/400) \times 10^4 = -1,97 \text{ cm}^2 < 0 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

Les armateurs longitudinaux inférieurs ne sont soumis à aucuns efforts de traction, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ **Vérification de la bielle**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$  (Art A.5,313) BAEL91/99.

Soit :  $a = \min[0,9d ; \text{la largeur de l'appui} - 4\text{cm}]$

Avec :  $a \leq 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm}$

$V_u = 15,738 \text{ KN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 = 108,13 \text{ KN} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

• **Vérfications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire alors il y a lieu de vérifier:

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures;
- ✓ Etat limite de compression de béton;
- ✓ Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

**1-Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire (Art B.6.3BAEL)

**2-Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$M_{t,ser} = 8,676 \text{ KN.m}$$

• **En travée**

✓ **Position de l'axe neutre**

On a :  $A' = 0$

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \Rightarrow H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 3,05 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) = -1,205 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$H < 0$  : alors l'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera comme une section en T.

✓ **Calcul de y**

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

$$5y^2 + [(65-10) \times 4 + 15 \times 3,05] \times y - [(65-10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,05 \times 18] = 0$$

$$5y^2 + 265,75y - 1263,5 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne  $y = 4,39\text{cm}$

✓ **Calcul de moment d'inertie I**

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

$$I = \frac{65 \times 4,39^3}{3} - \frac{(55)}{3} \times (4,39-4)^3 + 15 \times 3,05 \times (18-4,39)^2 \Rightarrow I = 10306,38\text{cm}^4$$

✓ **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{8,676 \times 4,39 \times 10^{-5}}{10306,38 \times 10^{-8}} = 3,69\text{Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 3,69\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ .....Condition vérifiée

• **En appuis intermédiaires**

Le même travail à faire au niveau de l'appui, la section à calculer est (  $b_0 \times h$  ).

$M_{a\text{ ser}} = -6,131\text{KN.m}$

✓ **Calcul de y moment d'inertie I**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A(y-d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + 15 \times 3,08(y-18) = 0 \Rightarrow 5y^2 + 46,2y - 831,6 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne  $y = 9,079\text{cm}$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A \times (d-y)^2 \Rightarrow I = 6171,34\text{cm}^4.$$

✓ **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6,131 \times 9,079 \times 10^{-5}}{6171,34 \times 10^{-8}} = 9,019\text{MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = 9,019\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ .....Condition vérifiée.

**3-Etat limite de déformation**

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

➤ **Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire.

Pour les poutrelles :

$M_0 = ql^2/8 = 6,034 \times 4,6^2/8 = 15,96\text{KN.m}$

❖  $h \geq \frac{M_{st} \times l}{15 \times M_0} = \frac{8,676 \times 4,6 \times 10^2}{15 \times 15,96} \Rightarrow h = 20\text{cm} > 16,67\text{cm}$  .....condition vérifiée

✓  $A \leq \frac{3,6 \times b_0 \times d}{f_e} = 1,62\text{cm} \Rightarrow 2,14\text{cm} > 1,62\text{cm}$ .....condition non vérifiée

La 2<sup>ème</sup> condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche. La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :  $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji}$

Avec :  $f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : la flèche de l'ensemble des charges permanentes appliqué sur l'élément G (Instantanée ou différés).

$f_{ji}$  : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des cloisons G sans revêtement.

$f_{pi}$  : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible  $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0,92cm$

**Calcul de la flèche**

**Tableau II.24** : Evaluation de la flèche

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes (MPa)		Moments d'inertie à l'état fissuré (cm <sup>4</sup> )		Flèches (mm)	
<i>J</i>	2,5025	<i>Mj</i>	4,964	$\sigma_{stj}$	98,33	<i>I<sub>fji</sub></i>	8866,88	<i>f<sub>ji</sub></i>	3,68
<i>G</i>	3,3865	<i>Mg</i>	6,718	$\sigma_{stg}$	133,07	<i>I<sub>fgi</sub></i>	8119,96	<i>f<sub>gi</sub></i>	5,44
						<i>I<sub>fgv</sub></i>	13018,21	<i>f<sub>gv</sub></i>	10,09
<i>P</i>	4,3615	<i>Mp</i>	8,652	$\sigma_{stp}$	171,38	<i>I<sub>fpi</sub></i>	7688,20	<i>f<sub>pi</sub></i>	7,40

$f = 8,37mm < f_{adm} = 9,2mm$  ..... la condition de la flèche est vérifié.

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait

**Schéma de ferrailage** : le ferrailage est résumé sur l'ANNEXE I (figure 1).

➤ **Etude de la dalle de compression**

Selon le BAEL 91(B.6.8,423) la dalle de compression , sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise un treillis soudé rond lisse  $f_{e235}$ .

• **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Armatures parallèle aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le (CBA) on adopte un ferrailage :

Soit :  $A_{\perp} = 5\Phi 6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Avec un espacement de 20cm ( $St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$ ).....vérifiée

$A_{//} = 4\Phi 6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Avec un espacement de 25cm ( $St = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$ ).....vérifiée

**Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (16+4)**

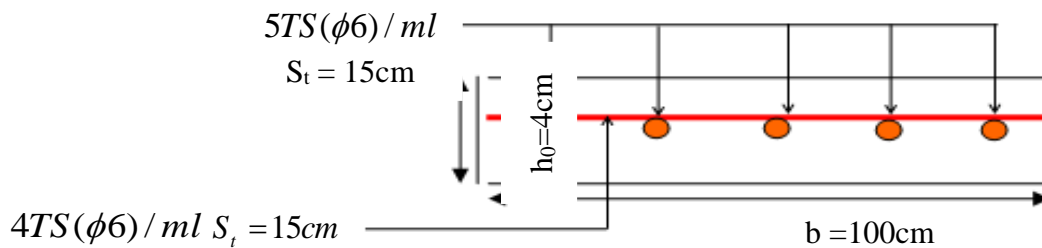


Figure II.20 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

### II.6.1.2 Etude des planchers dalles pleines :

Dans notre étude on prend les panneaux de dalle les plus sollicités et on ferraille les autres panneaux qui sont identiques avec celui qu'on a trouvé.

#### ✓ Exemple de calcul

##### • Dalle sur 3 appuis :

#### ✓ Caractéristique de la dalle :

$L_x$  : distance minimal entre nus d'appui ( $L_x=1,70m$ )

$L_y$  : distance maximal entre nus d'appui ( $L_y=3,50m$ )

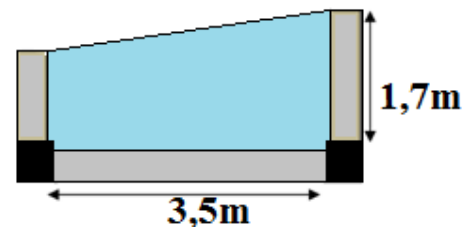


Figure II.21 Dalle sur 3 appuis (balcon).

$$G = 5,36 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$e = 0,12 \text{ m ; FN}$$

#### ❖ Evaluation des charges :

#### ❖ Calcul à l'ELU

#### ✓ Calcul de chargement.

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 12,486 \text{ KN/ml}$$

$$L_x = 1,7 \text{ m} < \frac{L_y}{2} = 1,75 \text{ m} \Rightarrow M_{0x} = \frac{q \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times q \times L_x^3}{3} \text{ et } M_{0y} = \frac{q \times L_x^3}{3}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0x} = 22,25 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 20,45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### • Calcul des moments corrigé (réel)

$$\text{Moments en travées } \begin{cases} M_x^t = 0,85 M_{0x} = 18,91 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 M_{0y} = 15,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis } \begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_{0x} = -6,67 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,5 \times M_{0y} = -10,23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ✓ Calcul de la section d'armatures :

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

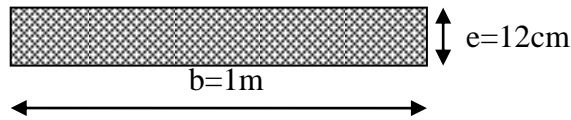


Figure II.22: Section de la dalle pleine à ferrailer.

• **Condition de non fragilité :**

Pour  $e = 12\text{ cm}$  et  $\rho > 0,4$  ( $\rho = 0,48$ ) donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times \frac{(3-0,48)}{2} \times 100 \times 12 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,21\text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 12 \Rightarrow A_y^{\min} = 0,96\text{ cm}^2 \end{cases}$$

Tableau II.25 : Ferrailage de dalles sur 3 appuis de la terrasse inaccessible

Position	Sens	M KN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{Cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\text{Choisi}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	St (cm)
En travée	Selon x	18,91	0,164	0,225	0,082	6,63	1,21	5HA14=7,70	20
	Selon y	15,34	0,133	0,179	0,083	5,31	0,96	5HA12=5,65	20
En appuis	Selon x	6,67	0,058	0,075	0,087	2,20	1,21	4HA10=3,14	24
	Selon y	10,34	0,089	0,117	0,086	3,45	0,96	4HA12=4,52	24

• **Vérification de ferrailage longitudinale**

$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 1,925\text{cm}^2$  ..... vérifiée.

$A_{ay} \geq A_{ax} / 4 = 0,785\text{ cm}^2$  ..... vérifiée.

• **Vérification sur le diamètre des barres**

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{120}{10} \Rightarrow \phi \leq 12\text{mm}$$

- **L'espacement St**

Selon x : charge répartie et F.N  $\Rightarrow St \leq \min (2e ; 25\text{ cm}) = 24\text{ cm}$  ..... vérifiée.

Selon y : charge répartie et F. N  $\Rightarrow St \leq \min (2e ; 25\text{ cm}) = 24\text{ cm}$  ..... vérifiée.

**Vérification à l'ELU**

➤ **Cisaillement**

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{12,486 \times 1,7}{2} \times \frac{3,5^4}{1,7^4 + 3,5^4} = 10,05\text{KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{12,486 \times 3,5}{2} \times \frac{1,7^4}{1,7^4 + 3,5^4} = 1,15\text{KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{10,05 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,111\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **Vérification à l'ELS**

$$q_s = (G+Q) \times 1ml = 8,86KN/ml \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 15,79KN.m \\ M_{0y} = 14,51KN.m \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées (réel)} \begin{cases} M_{xs}^t = 0.85M_{0x} = 13,42 KN.m \\ M_{ys}^t = 0.75M_{0y} = 10,88KN.m \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis (réel)} \begin{cases} M_{xs}^a = -0.3 \times M_{0x} = -4,737 KN.m \\ M_{ys}^a = -0.5 \times M_{0y} = -7,255KN.m \end{cases}$$

• **Vérification à l'ELS**

- Calcul de  $y$  :  $\frac{b}{3}y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0$ .
- Calcul de  $I$  :  $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d_x - y)^2$ .
- Vérification de  $\sigma_{bc}$ :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$ .
- Vérification de contrainte des aciers :

F.N $\Rightarrow$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_{st}^{adm}; \quad \sigma_{st}^{adm} = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 201,63MPa. \text{ Avec}$$

$\eta=1,6$  (HA) et  $f_{ij}=0,6+0,06f_{cj}$ .

**Tableau II.26** Tableau des vérifications des contraintes à L'ELS dans le panneau :

Position	Sens	M <sub>ser</sub> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	Obs. $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^{adm}$
En travée	x- x	13,42	0,035	4921,9	9,54	Vérifiée	224,943	N.vérifiée
	y-y	10,88	0,031	3942,2	8,555	Vérifiée	244,249	N.vérifiée
En appuis	x- x	4,737	0,025	2510,6	4,72	Vérifiée	183,962	Vérifiée
	y- y	7,255	0,028	3335,6	6,09	Vérifiée	200,276	Vérifiée

**Remarque** : on remarque que les contraintes d'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer section d'acier à ELS.

• **Calcul à l'ELS**

$$A_{St} = \frac{M_{ser}}{d \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) \sigma_{st}^{adm}}; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}; \quad \alpha \in [0,1]; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}^{adm}}$$

Après le recalcul à l'ELS nous avons obtenues des résultats qui sont résumé dans le tableau qui suit

**Tableau II.27** Calcul de section d'acier à l'ELS.

Position	Sens	M <sub>ser</sub> KN.m	A <sub>ELU</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	$\alpha$	$\beta$	A <sub>SER</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>Choisi</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	13,42	7,70	0,410	0,008	8,56	7HA14=10,78	14
	Selon y	10,88	5,65	0,356	0,006	6,80	7HA12=7,92	14



➤ **Etat limite de déformation (la flèche)**

Sens x-x :

1.  $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{170} = 0,07 > 0,042 \dots \dots \dots \text{la condition vérifiée.}$
2.  $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{7,70}{100 \times 9} = 0,085 > 0,005 \dots \dots \dots \text{la condition non vérifiée.}$
3.  $L_x = 1,7 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$

Sens Y-Y :

1.  $\frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{350} = 0,034 < 0,0375 \dots \dots \dots \text{la condition non vérifiée.}$
2.  $\frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5,65}{100 \times 9} = 0,006 > 0,005 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$
3.  $L_x = 1,7 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$

Donc on doit vérifier la flèche selon les deux sens (x et y)

- **Vérification de la flèche** : après calcul les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens x-x:

**Tableau II.28** Calcul de flèche de la terrasse inaccessible selon x-x

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches (mm)	
<b>J</b>	3	<b>Mj</b>	4,54	$\sigma_{stj}$	75,50	<b>fji</b>	0,36
<b>G</b>	5,36	<b>Mg</b>	8,12	$\sigma_{stg}$	134,89	<b>fgi</b>	0,89
						<b>fgv</b>	1,84
<b>P</b>	8,86	<b>Mp</b>	13,42	$\sigma_{stp}$	222,98	<b>fpi</b>	1,78

$f_x = 2,36 \text{ mm} < f_{x adm} = 3,4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la condition de la flèche est vérifier.}$

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

Sens y-y:

**Tableau II.29** Calcul de flèche de la terrasse inaccessible selon y-y

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
<b>J</b>	3	<b>Mj</b>	0,21	$\sigma_{stj}$	40,48	<b>fji</b>	0,47
<b>G</b>	5,36	<b>Mg</b>	0,35	$\sigma_{stg}$	83,05	<b>fgi</b>	1,18
						<b>fgv</b>	2,94
<b>P</b>	8,86	<b>Mp</b>	0,62	$\sigma_{stp}$	137,28	<b>fpi</b>	2,97

$f_y = 4,25 \text{ mm} < f_{y adm} = 7 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la condition de la flèche est vérifier.}$

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

**Schéma de ferrailage** : le ferrailage est résumé sur l'ANNEXE I (figure2).

❖ **Autres Dalles :**

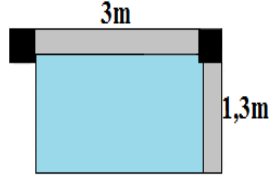
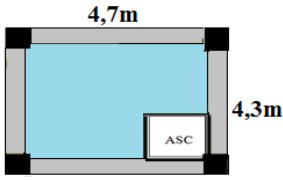
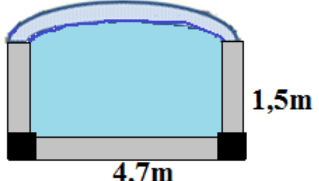
Après l'exemple de calcul il nous reste 3 autres types à étudier qui sont :

D2 : dalle sur 2 appuis (balcon)

D4 : dalle sur 3 appuis (balcon)

D3 : dalle sur 4 appuis (avec ouverture)

Tableau II.30 Sollicitations dans les différents types des dalles

Type de dalle			D2	D3	D4
					
P			0,43 > 0,4	0,915 > 0,4	0,319 < 0,4
$\mu_x$	ELU		0,1062	0,0447	/
	ELS		0,1087	0,0518	
$\mu_y$	ELU		0,2500	0,8036	
	ELS		0,3077	0,8646	
ELU (KN.m)	X-X	$M_0$	2,24	7,84	$M_u = -16,07$
		$M_t$	1,904	6,66	
		$M_a$	-1,12	-2,35	
	Y-Y	$M_0$	0,56	6,30	
		$M_t$	0,476	4,73	
		$M_a$	-0,28	-3,15	
ELS (KN.m)	X-X	$M_0$	1,63	6,57	$M_s = -11,47$
		$M_t$	1,385	5,58	
		$M_a$	-0,815	-1,97	
	Y-Y	$M_0$	0,50	5,68	
		$M_t$	0,425	4,26	
		$M_a$	-0,25	-2,84	
Section d'acier (cm <sup>2</sup> )	$A_{Tx}$	4HA8=2,01	3HA10=2,36	$A = 5HA12 = 5,65$	
	$A_{Ax}$	4HA8=2,01	3HA8=1,51		
	$A_{Ty}$	4HA8=2,01	4HA8=2,01		
	$A_{Ay}$	4HA8=2,01	4HA8=2,01		

- Schémas de ferrailages : les ferrailages sont résumés sur l'ANNEXE 1 figure (3,4,5)

## II.6.2 Etude de l'acrotère

### a) Hypothèse de calcul

- ❖ Le calcul se fait pour une bande de 1 ml
- ❖ Type de fissuration est préjudiciable.
- ❖ Le calcul se fait à la flexion composée.

### b) Evaluation des charges et surcharges

- ❖ Le poids propre :  $G_t = 2,73 \text{ KN/ml}$
- ❖ Charge horizontale due à la main courant :  $Q = 1 \text{ KN}$

### c) La force sismique

D'après le RPA99 Article 6.2.3 l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

$A$  : Coefficient de l'accélération de la zone donné par le (tableau 4-1) RPA99 (2003).

$C_p$  : Facteur de la force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1) RPA99(2003).

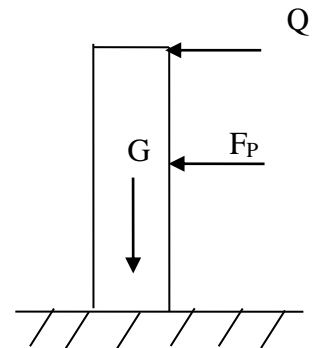
$W_p$  : Poids propre de l'acrotère (poids de l'élément considéré).

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

Donc:

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,73 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

Donc :  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,6 \times 2,73 \Rightarrow F_p = 0,983 \text{ KN}$



**Figure II.23** Schéma des sollicitations dans l'acrotère.

**d) Calcul de centre de gravité de la section  $G (X_G; Y_G)$  :**

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 8,55 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 32,09 \text{ cm}$$

**Calcul des sollicitations**

L'acrotère est sollicité par :

$$Q = 1 \text{ KN}, G = N_G = W_p = 2,73 \text{ KN}; \quad M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{Fp} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{Fp} = 0,983 \times 0,3209 = 0,315 \text{ KN.m.}$$

**Tableau II.31** Combinaisons d'actions de l'acrotère.

Sollicitations	ELU accidentelle	ELU fondamentale	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5 Q	G + Q
N (KN)	2,73	3,68	2,73
M (KN .m)	0,915	0,9	0,6

**a) Calcul de l'excentricité à l'état accidentel**

$$e_1 = \frac{M_{ELA}}{N_{ELA}} = \frac{0,9}{3,68} \Rightarrow e_1 = 0,24 \text{ m} \quad ; \quad \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement) **BAEL91 (Art 4.4)**.

On remplace l'excentricité réelle ( $e = \frac{M}{N}$ ) par une excentricité totale de calcul  $= e_1 + e_2 + e_a$

Avec :

$e_1$  : Excentricité du premier ordre.

$e_a$  : Excentricité additionnelle.

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

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}); \text{ CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$\text{avec : } h = \text{hauteur de l'acrotère} = 60cm \Rightarrow e_a = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec :  $l_f$  : Longueur de flambement  $l_f = 2h = 2 \times 0,6 = 1,2m$

$$h_0 : \text{Hauteur de la section } h_0 = 10cm ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} = 0$$

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times 2}{0,1 \times 10^4} = 0,00864 \quad m = 0,86 \text{ cm}.$$

D'où :  $e = 2 + 0,86 + 2 = 26,86cm$ .

Les sollicitations de calcul deviennent :

### b) Ferrailage de l'acrotère

$$\begin{cases} N_u = 3,68 \text{ KN} \\ M_u = N_u \times e = 3,68 \times 0,2686 = 0,988 \text{ KN.m} \end{cases}$$

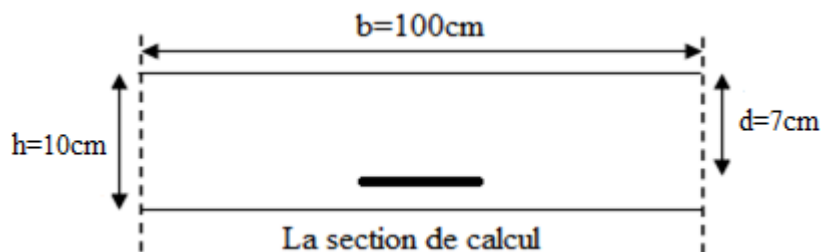


Figure II.24 Schéma statique de l'acrotère.

#### • Calcul à l'ELU

Le ferrailage est calculé à l'ELU, puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la

flexion simple pour une section rectangulaire  $b \times h_0$  soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h_0}{2}) = 0,988 + 3,68 \times (0,07 - \frac{0,1}{2}) \Rightarrow M_f = 1,06 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1,06 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07^2 \times 14,2} = 0,015.$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,019$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,069 \text{ m.}$$

$$A_r = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = \frac{1,06 \times 10^{-3}}{0,069 \times 348} = 0,44 \text{ cm}^2.$$

Calcul à la Flexion composée:

$$N_u \text{ est un effort de compression} \Rightarrow A_s = A_r - \frac{N_u}{f_{st}}$$

$$A_s = 0,44 \times 10^{-4} - \frac{3,68 \times 10^{-3}}{348} = 0,33 \text{ cm}^2.$$

### c) Vérification à l'ELU

#### ▪ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 > A_s \Rightarrow \text{On adapte : } A_s = \mathbf{4HA8=2,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

#### ▪ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = \mathbf{4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

#### ▪ Espacement

$$\text{Armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Armatures de répartitions : } S_t \leq \frac{70}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm.}$$

#### ▪ Vérification au cisaillement

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

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2,5 ; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa.}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 0,983 + 1 \Rightarrow V_u = 1,983 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{V_U}{b \times d} \leq \tau = \frac{1,983}{1 \times 0,07} = 0,0283 < \bar{\tau} = 2,5 \rightarrow \text{Vérfié.}$$

#### d) Vérification à l'ELS

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier.
2. Contrainte limite du béton.

$$d=0,07\text{m} ; N_{ser}=2,73 \text{ KN} ; M_{ser}=0,6\text{KN.m} ; \eta=1,6 \text{ pour les HR.}$$

##### ▪ Contrainte limite de l'acier

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}.$$

$$\text{On a F.N} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,67 ; 201,6) = 201,6 \text{ Mpa}.$$

##### ▪ Position de l'axe neutre

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0,6}{2,73} = 0,22\text{m} > \frac{h_0}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à}$$

l'extérieur de la section et l'effort normal  $N_{ser}$  est un effort de compression, donc la Section est partiellement comprimée.

##### ▪ Position de centre de poussée

D'après la convention de singe :

$$y = y_c + c$$

$$c = e_G - \frac{h}{2} \Rightarrow 0,22 - 0,05 = 0,17\text{m}$$

On a N (compression) donc  $c = -0,17\text{m}$

Le calcul de  $y_c$  revient à résoudre l'équation suivante :  $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$ .

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c).$$

$$P = -3(-0,17)^2 + 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{(0,07 + 0,17)}{1} \Rightarrow P = -0,08\text{m}^2.$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2.$$

$$q = -2(-0,17)^3 - 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \frac{(0,07 + 0,17)^2}{1} \Rightarrow q = 0,008\text{m}^3$$

$$y_c^3 - 0,08 \times y_c + 0,008 = 0.$$

$$\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -3,2 \times 10^{-4}$$

$\Delta < 0 \rightarrow$  trois racines réelles, il faut choisir celle qui convient :  $0 \leq y = y_c + c \leq h$ .

$$\begin{cases} a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 0,33 \\ \cos\theta = \frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \Rightarrow \theta = 89,66^\circ \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\theta}{3} = 0,286m \\ y_{c2} = a \cos \left( \frac{\theta}{3} + 120^\circ \right) = -0,28m \\ y_{c3} = a \cos \left( \frac{\theta}{3} + 240^\circ \right) = 0,0006m \end{cases}$$

On a:  $-c \leq y_c \leq h-c \Rightarrow 0,17 \leq y_c \leq 0,27$

On opte pour  $y_c = 0,286m \Rightarrow y = y_c + c = 0,116m$

$$\mu_i = \frac{b y^2}{2} - 15 A (d - y) = \frac{1 \times 0,116^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,07 - 0,116) = -6,86 \times 10^{-3} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,6 \times 10^{-3}}{-6,86 \times 10^{-3}} \times 0,116 = -0,001 Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

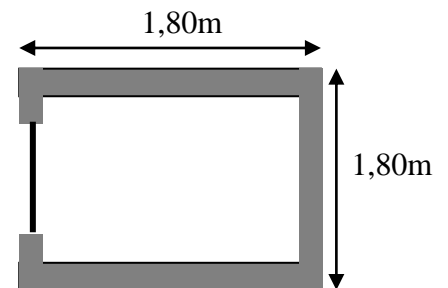
**Schéma de ferrailage:** le ferrailage est résumé sur l'ANNEXE I (figure 6)

### II.6.3 Etude des dalles de la cage d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant un déplacement vertical des personnes, ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long des étages à travers d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur, munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre projet on adoptera un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

- La vitesse de circulation est de 1m/s
- Course maximale est de 50m.
- Charge due à l'ascenseur : DM=82 KN
- Charge due à la machine : PM=15 KN
- Poids de la cuvette : FC=120KN
- Dimensions de la gaine : Bs×Ts=(1,8×2,1) (m<sup>2</sup>)
- Charge nominale (des personnes) est de 6,3KN
- Démentions minimal de la locale machine =(110×140×220)cm<sup>2</sup>



**Figure II.25** Cage d'ascenseur.

Après le dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleine on a adopté sur une épaisseur de 14 cm.  $l_x = l_y = 1,80 m$  dans une surface  $S = (1,80 \times 1,80) = 3,24 m^2$ .

#### A. Dalle sous ascenseur

##### a. Evaluation des charges et surcharges

- La charge permanente

Poids de la dalle en béton arme :  $G_{dalle} = \rho \times e = 25 \times 0,14 = 3,5 KN/m^2$

Poids de la cuvette (la réaction) :  $G_{cuvette} = \frac{Fc}{S} = \frac{120}{3,24} = 37,037 \text{ KN} / \text{m}^2$ .

Poids propre du revêtement :  $G_{\text{revêtement en béton seul}} = \rho \times e = 22 \times 0,05 = 1,1 \text{ KN} / \text{m}^2$

La charge totale c'est :  $G_t = 41,637 \text{ KN} / \text{m}$ .

- La charge d'exploitation (local technique). D'après l'article (7.4 DTR BC2-2 partie IV- charges d'exploitation),.....  $Q = 1,5 \text{ KN} / \text{m}^2$ .

**b. Combinaisons des charges**

L'ELU :  $q_u = 1.35 \times G_t + 1.5 \times Q = 58,46 \text{ KN} / \text{m}^2$ .

L'ELS :  $q_s = G_t + Q = 43,137 \text{ KN} / \text{m}^2$ .

**c. Calcul des sollicitations**

- Cas d'une charge répartie

➤ **Calcul des moments**

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \text{ [Annexe II]} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6,97 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6,97 \text{ KNm} \end{cases}$

➤ **Calcul des moments corrigés (réel)**

✓ En travée : Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5,924 \text{ KNm}$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5,924 \text{ KNm}$

✓ En appui : Sens x-x' :  $M_t^x = -0.3 \times M_0^x = -2,091 \text{ KNm}$

Sens y-y' :  $M_t^y = -0.3 \times M_0^y = -2,091 \text{ KNm}$

**d. Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14 cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d=11 \text{ cm}$ . Tableau de ferrailage.

**Tableau II.32** Calcul des ferrillages selon les deux sens

Position	Sens	$M_{ELU}$ KN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	d (m)	At ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	Achoisie ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	St (cm)
En travée	Selon x et y	5,924	0,034	0,043	0,108	0,11	1,58	4HA8=2,01	25
En appuis	Selon x et y	2,091	0,012	0,015	0,109	0,11	0,55	4HA8=2,01	25

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

Pour  $e > 12 \text{ cm}$  et  $\rho \geq 0,4$  ; avec  $F_e = 400 \text{ MPa} \rightarrow \rho_0 = 0,0008$



$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times \frac{(3-1)}{2} \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,12 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1,12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_a^{\min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e = 0,23 \times 100 \times 11 \times 2,1 / 400 \Rightarrow A_a^{\min} = 1,328 \text{ cm}^2$$

donc on ferraille avec  $A_{\min}$

#### ❖ Vérification du ferrailage longitudinale

$$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 0,50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

#### ❖ Calcul des espacements

$$\text{Selon } x : S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm} \text{ On adapte } S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Selon } y : S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm} \text{ On adapte } S_t = 25 \text{ cm.}$$

### e. Vérification nécessaire

#### ❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{ MPa}$$

$\rho = 1 > 0,4 \Rightarrow$  dalle travaille selon les deux sens :

$$\rho = 1 \Rightarrow V_x = V_y = q_u \times \frac{l_x}{4} = 27,0724 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{27,0724 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11} = 0,246 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

#### ❖ Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 43,137 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0,2, \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow M_0^x = M_0^y = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6,16 \text{ KNm} \dots [\text{Annexe II}]$$

#### ❖ Calcul des moments corrigés (réel)

$$M_{t \text{ ser}}^x = M_{t \text{ ser}}^y = 0,85 \times M_0^x = 5,24 \text{ KNm}$$

$$M_{a \text{ ser}}^x = M_{a \text{ ser}}^y = -0,3 \times M_0^x = -1,85 \text{ KNm}$$

#### • Vérification des contraintes

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

**Tableau II.33** Vérifications des états limitent de compression du béton

Position	Sens	M <sub>ser</sub> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)	Observation σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup>
En travée	Selon x et y	5,24	2,29	2687,6	4,47	15	vérifiée
En appuis	Selon x et y	1,85	2,29	2687,6	1,58	15	vérifiée

Vérification des contrainte d'acier : on a F.P.N donc, la vérification des contraintes d'acier n'est pas nécessaire.

- Vérification de la flèche

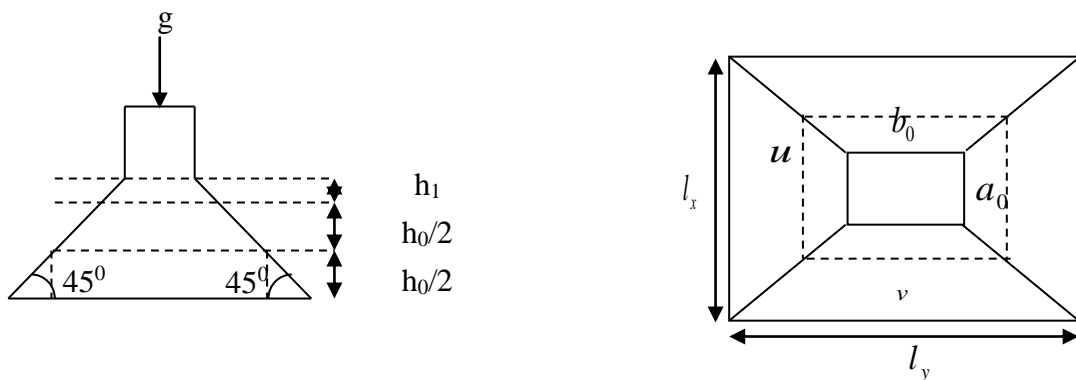
$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0,x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{180} = 0,07 > 0,042 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 11} = 0,0018 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

Les conditions de flèche son vérifiées

### B. Dalle au-dessus de l'ascenseur

La charge concentrée  $g$  est appliquée sur la surface  $a_0 \times b_0$  de la dalle, elle agit uniformément sur un aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle, comme montre la figure suivante :



**Figure II.26** Schéma représentant la surface d'impact.

#### a. Calcul du rectangle d'impact ( $u \times v$ )

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \text{BAEL91/99.}$$

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$$\text{On a une vitesse } V = 1 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$h_1 = 5 \text{ cm}$  (épaisseur du revêtement sur la dalle)

$h_0 = 14 \text{ cm}$  (épaisseur de la dalle en béton)

$\Psi$ : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

- 0,75 si le revêtement est moins résistant
- 1 si le revêtement est en béton, ce qui est le cas pour cette dalle.

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104 \text{ cm.} \\ v = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104 \text{ cm.} \end{cases}$$

## b. Calcul des sollicitations

### b.1. Evaluation des moments du au charge concentré

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m = 82 + 15 = 97 \text{ KN}$$

$$Q = P_{\text{personnes}} = 6,3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35 \times g + 1,5q = 1,35 \times 97 + 1,5 \times 6,3 = 140,4 \text{ KN}$$

$M_1$  et  $M_2$  sont des coefficients donnés par l'abaque de Mougins..... [Annexe III]

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$  ;  $M_2$  En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\rho = 1,00$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{104}{180} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0,577 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{104}{180} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0,577 \end{cases} ; \text{ET} \begin{cases} \frac{u}{l_y} = \frac{104}{180} \Rightarrow \frac{u}{l_y} = 0,577 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{104}{180} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0,577 \end{cases}$$

$$\text{Soit } \frac{u}{l_x} = \frac{v}{l_x} = \frac{u}{l_y} = \frac{v}{l_y} \approx 0,6 \Rightarrow M_1 = M_2 = 0,076 \dots \dots \dots \text{[Annexe III]}$$

On remplace

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 140,4 \times 0,076 = 10,67 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 140,4 \times 0,076 = 10,67 \text{ KNm} \end{cases}$$

### b.2. Evaluation des moments due au charge répartie (poids propre de la dalle) :

$$G_{\text{plancher local machine}} = 5,86 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 5,86 + 1,5 \times 1,5 = 10,161 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,2115 \text{ KNm} \quad M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1,2115 \text{ KNm}$$

- Superposition des moments

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,37 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11,37 \text{ KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

$$\text{En travée : } M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_{0x} = 9,67 \text{ KNm}$$

$$\text{En appui : } M_{ax} = M_{ay} = -0,3 M_{0x} = -3,41 \text{ KNm}$$

**c. Ferrailage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant  $d = 11\text{cm}$   
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.34** Calcul des ferrailages selon les deux sens

Position	Sens	$M_{ELU}$ KN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	At ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\text{Choisi}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	St (cm)
En travée	Selon x et y	9,67	0,056	0,072	0,107	2,6	1,33	4HA10=3,14	25
En appuis	Selon x et y	3,41	0,02	0,025	0,109	0,9	1,33	4HA8=2,01	25

**d. Vérification à l'ELU :**

✓ Vérification au poinçonnement : C'est la vérification de la déformation de la dalle sous la charge concentrée au point d'application de la charge

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{BAEL91 (Article A.5.2,42)}$$

Avec :

$P_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (104 + 104) \Rightarrow U_c = 416\text{cm}; \quad P_u = 140,4\text{KN}; \quad \gamma_b = 1,5.$$

$$P_u = 140,4\text{KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 1000 = 436,8\text{KN} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

Vérification de l'effort tranchant :  $b=100\text{cm}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17\text{MPa}$$

On a une charge concentre avec  $v = u$

$$\Rightarrow V_u = \frac{p_u}{3 \times v} = \frac{140,4}{3 \times 1,40} = 33,43\text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0,3\text{MPa} < 1,17\text{MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

**❖ Calcul à l'ELS**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 7,36\text{KN/m}^2$$

**b.1. Evaluation des moments du au charge répartie**

$$v = 0.2, \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow M_0^x = M_0^y = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 1,05\text{KNm}$$

**Calcul des moments corrigés (réel)**

$$M_{t\ ser}^{x\ repartie} = M_{t\ ser}^{y\ repartie} = 0,85 \times M_0^x = 0,9\text{KNm}$$

$$M_{a\ ser}^{x\ repartie} = M_{a\ ser}^{y\ repartie} = -0,3 \times M_0^x = -0,32\text{KNm}$$

**b.2. Evaluation des moments du au charge concentré**

$$P_s = g + q = 97 + 6,3 = 103,3 \text{ KN}$$

$$\text{A.N.} \begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t x} = M_{t y} = 103,3 \times (0,076 + 0,2 \times 0,076) = 9,42 \text{ KNm} \\ M_{a x} = M_{a y} = 103,3 \times (0,076 + 0,2 \times 0,076) = 9,42 \text{ KNm} \end{cases}$$

### Calcul des moments corrigés (réel)

$$M_{t \text{ ser}}^{x \text{ concentré}} = M_{t \text{ ser}}^{y \text{ concentré}} = 0,85 \times M_{x1} = 8 \text{ KNm}$$

$$M_{a \text{ ser}}^{x \text{ concentré}} = M_{a \text{ ser}}^{y \text{ concentré}} = -0,3 \times M_a = -2,83 \text{ KNm}$$

- **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_{t x} = M_{t y} = M_{t \text{ ser}}^{x \text{ répartie}} + M_{t \text{ ser}}^{x \text{ concentré}} = 8,9 \text{ KNm} \\ M_{a x} = M_{a y} = M_{a \text{ ser}}^{x \text{ répartie}} + M_{a \text{ ser}}^{x \text{ concentré}} = 3,15 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes**

- Etat limite de compression de béton  $\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**Tableau II.35** Vérifications des états limites de compression du béton

Position	Sens	M <sub>ser</sub> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)	Observation σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup>
En travée	Selon x et y	8,9	2,78	3898,6	3,35	15	Vérifiée
En appuis	Selon x et y	3,15	2,29	2687,6	2,69	15	Vérifiée

Vérification des contraintes d'acier : on a F.P.N donc, la vérification des contraintes d'acier n'est pas nécessaire.

- Vérification de la flèche

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{180} = 0,07 > 0,042 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14}{100 \times 11} = 0,0028 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées

**Schéma de ferrillage:** le ferrillage de la dalle pleine au-dessus et au-dessous de l'ascenseur. ANNEXE I figures (7,8)

### II.6.4. Etude des escaliers de l'étage courant:

#### A. Etude des volées 1 et 3 :

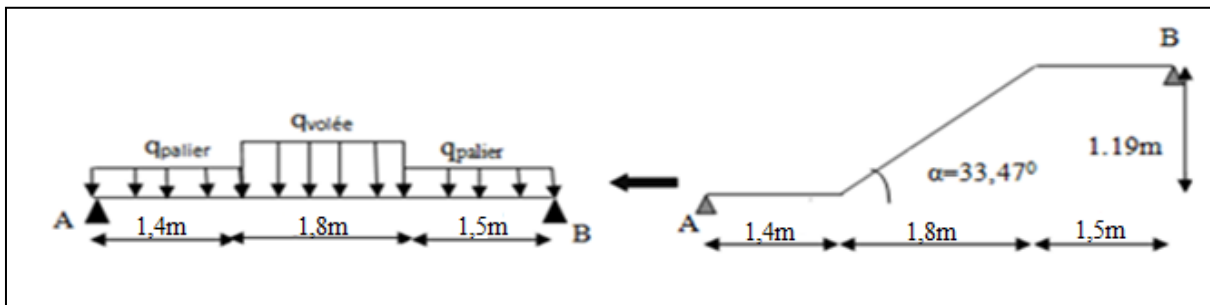


Figure II.27 Schéma d'une volée 1-3 d'étage courant.

#### ❖ Les charges

$$\text{Volée : } G_v = 8,54 \text{ KN/m}^2 \cdot Q_{v,p} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Palier: } G_p = 5,68 \text{ KN/m}^2.$$

#### ❖ Combinaison de charges

✓ Sur les volées 1 et 3 :

$$\text{ELU : } q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 8,54] + [1,5 \times 2,5] = 15,28 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS: } q_v^s = G + Q = [8,54 + 2,5] = 11,04 \text{ KN/ml.}$$

✓ Sur le palier:

$$\text{ELU : } q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 5,68] + [1,5 \times 2,5] = 11,42 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS: } q_p^s = G + Q = [5,68 + 2,5] = 8,2 \text{ KN/ml.}$$

- Réaction d'appuis : Après calcul de RDM, on trouve :

$$\text{ELU: } R_a = 30,38 \text{ kn}$$

$$\text{ELS: } R_a = 22,93 \text{ kn}$$

$$R_b = 30,24 \text{ kn}$$

$$R_b = 20,72 \text{ KN}$$

$$M_{\max}^t = 31,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^t = 21,55 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 31,311 \text{ KN}$$

#### • Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section  $(b \times h) = (100 \times 17) \text{ cm}^2$ . les résultats sont résumés dans le tableau suivant : soit FPN;  $e = 17 \text{ cm}$ ;  $C = 2 \text{ cm}$ .  $d = 15 \text{ cm}$ .

Tableau II.36 Résultats des ferrailages des volées 1-3 des l'étages courants

Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{adoptée}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$S_t$ (cm)
Travée	31,92	0,099	0,13	0,142	6,46	1,81	6HA12=6,79	15
En appui	18,46	0,058	0,07	0,145	3,66	1,81	5HA10=3,93	20

$A_{cal} > A_{min}$  la condition est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

#### ➤ Vérifications

✓ Calcul à ELU

- **Vérification de l'effort tranchant:**  $V^{max} = 31,311 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{30,38 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,2 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

→ Pas besoin des armatures transversales

- **Calcul des armatures de répartition:** on a une charge répartie donc :

**En travée :**  $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; on choisit : 4HA8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml.

**En appuis :**  $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; on choisit : 3HA8/ml = 1,51 cm<sup>2</sup>/ml.

- **Vérification des espacements:** on a FPN donc :

**Sens principale :**

En travée :  $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

En appuis :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

**Sens secondaire :**

Armature de répartition :  $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

#### ❖ Calcul à l'ELS

- **Vérification des contraintes dans le béton**

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

$$q_v^s = G + Q = 8,54 + 2,5 = 11,04 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p^s = G + Q = 5,68 + 2,5 = 8,2 \text{ KN/ml.}$$

En appliquant la méthode des sections de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$M_0^{max}(2,35) = 24,59 \text{ KN.m}$$

#### - En travée

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2 ; M_{t_{ser}}^{max} = 0,85 \times 24,59 = 20,9 \text{ KN.m} ; Y = 4,6 \text{ cm} ; I = 14260,6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{20,9 \times 4,6}{14260,6} \times 10^3 = 6,74 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

#### - En appui

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 ; M_{a_{ser}}^{max} = -0,5 \times 24,59 = -12,29 \text{ KN.m} ; Y = 3,65 \text{ cm} ; I = 9214,97 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,29 \times 3,65}{9214,97} \times 10^3 = 4,87 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche**

1.  $\frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{17}{470} = 0,036 < 0,042 \Rightarrow$  la condition n'est pas vérifiée.

2.  $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,79}{100 \times 15} = 0,004 < 0,005 \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

La première condition n'est pas satisfaite, donc on doit vérifier la flèche.

Après le calcul, on trouve :  $f = 2,22\text{mm} < f^{adm} = 9,4\text{mm}$

**Schéma de ferrailage** (figure II.29)

**B. Etude des volées 2 et 4 :**

Nous avons les volées 2 et 4 sont identiques, donc leur études sa serra comme une console.

**a) Les charges**

Volée 2 ou 4 :  $G_v = 9,96\text{KN/m}^2$

$Q_v = 2,5\text{KN/m}^2$ .

$P_m$ : Poids du Garde Corps en acier:  $\gamma = 1\text{KN/m}^2$

$P_m = (\gamma \times b \times h_{garde\ coprs})$

$P_m = (1 \times 1 \times 1,2) = 1,2\text{KN}$

**b) Combinaison de charges**

$q_u = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 1,35 \times 9,96 + 1,5 \times 2,5 = 17,196\text{KN/ml}$

$q_s = G_v + Q_v = 9,96 + 2,5 = 12,46\text{KN/ml}$

$P_m^u = 1,35 \times 1,2 = 1,62\text{KN}$

$P_m^s = 1,2 = 1,2\text{KN}$

Par la méthode de RDM on trouver :

**1. Calcul des moments à L'ELU et L'ELS :**

$M_u = -\left[\frac{17,196 \times 1,45^2}{2} + 1,62 \times 1,45\right] = -20,43\text{KN.m}$

$M_s = -\left[\frac{12,46 \times 1,45^2}{2} + 1,2 \times 1,45\right] = -14,84\text{KN.m}$

**2. Calcul l'effort tranchant**

$V_u = R_C^U = 17,196 \times 1,45 + 1,62 = 26,55\text{KN}$

$V_s = R_C^S = 12,46 \times 1,45 + 1,2 = 19,27\text{KN}$

**c) Ferrailage**

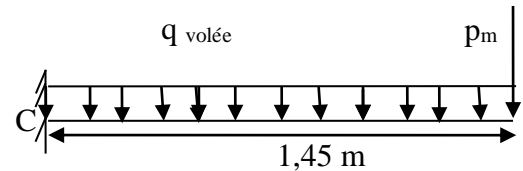
➤ **Ferrailage longitudinale**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau II.37.** Résultats des ferrailages des volées 2 et 4 des étages courants.

Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	A	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	-20,43	0,064	0,08	0,145	4,05	1,81	4HA12=4,52	25

➤ **Armatures de répartition**



**Figure II.28** Schéma statique des volées 2 et 4(EC)



$$A_r \geq \frac{A_{t \text{ adopté}}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } A_r = 4\text{HA}8/\text{ml}$$

$$= 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } S_t = 25\text{cm}.$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26,55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,177 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{bu} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque de cisaillement, donc on aura pas besoin des armateurs transversales.

➤ **Espacement des armatures**

Armatures principales :  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  .....condition vérifiée.

Armatures secondaires:  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ .....condition vérifiée.

**d) Calcul à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

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

$A_s = 4,52\text{cm}^2$ ;  $M_{ser} = 14,84\text{KN.m}$ ;  $y = 3,88\text{cm}$ ;  $I = 10330,8 \text{ cm}^4$

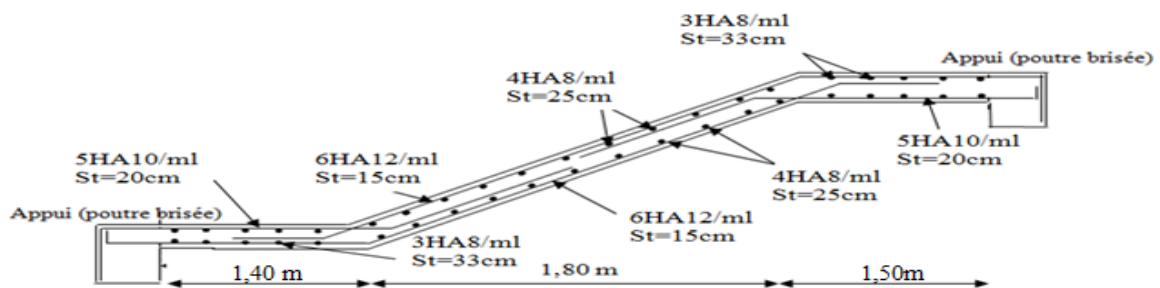
$$\sigma_{bc} = \frac{14,84 \times 3,88}{10330,8} \times 10^3 = 5,57 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche**

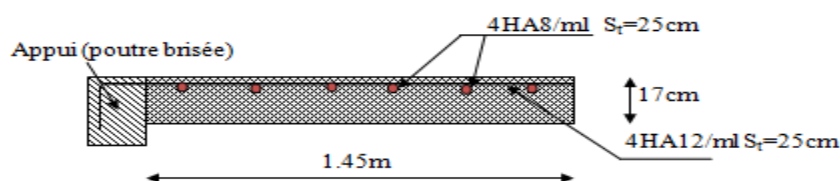
1.  $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow \frac{0,17}{1,45} = 0,117 > 0,05 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$

2.  $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4,52}{100 \times 15} = 0,003 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$

Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche.



**Figure II.29:** Schéma de ferrailage de l'escalier



**Figure II.30 :** Schéma de ferrailage des volées 2 et 4

### II.6.4.1 Etude de la poutre brisée (30×30).

L'étude de la poutre brisée se sera calculée en flexion et en torsion.

#### • Calcul à la flexion simple

##### 1. Calcul des charges

La poutre est soumise à son :

-Poids propre :

Partie horizontal :  $P_h = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$ .

Partie incliné :  $P_{inc} = \frac{2,25}{\cos 48,57} = 3,4 \text{ KN/m}$

-Poids du mur :  $P_m = G_{mur} \times (H_{étage} / 2 - h_{PS}) = 1,3 \times 1,2 = 1,56 \text{ KN/ml}$

ELU

$Q_1 = 1,35(P_h + P_m) + R_A^U$  ;  $Q_2 = 1,35(P_{inc} + P_m) + R_C^U$ .

ELS :

$Q_1 = (P_h + P_m) + R_A^S$  ;  $Q_2 = (P_{inc} + P_m) + R_C^S$ .

Avec :  $\begin{cases} R_A^U = 30,38 \text{ KN/ml} : \text{la réaction d'appui de la 1ère volée à l'ELU.} \\ R_C^U = 26,55 \text{ KN/ml} : \text{la réaction d'appui du consol à l'ELU.} \end{cases}$

$\begin{cases} R_A^S = 22,93 \text{ KN/ml} : \text{la réaction d'appui de la 1ère volée à l'ELS.} \\ R_C^S = 19,27 \text{ KN/ml} : \text{la réaction d'appui du consol à l'ELS.} \end{cases}$

Donc :  $\begin{cases} Q_1^U = 35,52 \text{ KN/m} & Q_1^S = 26,74 \text{ KN/m} \\ Q_2^U = 33,25 \text{ KN/m} & Q_2^S = 24,23 \text{ KN/m} \end{cases}$

On utilise la méthode de RDM on trouve :

##### 2. Calcul de la réaction d'appui de la poutre brisée :

ELU :  $R_A^U = R_B^U = Q_1^U \times 1,50 + Q_2^U \times \frac{0,45}{2} = 60,76 \text{ KN}$

ELS :  $R_A^S = R_B^S = Q_1^S \times 1,50 + Q_2^S \times \frac{0,45}{2} = 45,56 \text{ KN}$

D'après le 2<sup>ème</sup> tronçon  $1,5\text{m} \leq x \leq 1,95\text{m}$

$$\frac{dM_z}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1,725$$

On trouve :  $M_0^U(1,725) = 51,9 \text{ KN.m}$  ;  $M_0^S(1,725) = 37,6 \text{ KN.m}$

##### 3. Calcul des sollicitations

ELU :

En travée :  $M_t^U = 0,85 \times M_0^U = 44,11 \text{ KN.m}$

En appuis :  $M_a^U = -0,5M_0^U = -25,95 \text{ KN.m}$

ELS :

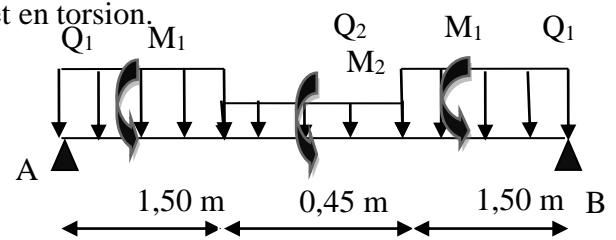


Figure II.31. Schéma statique de la poutre brisée.

$$\text{En travée : } M_t^S = 0,85 \times M_0^S = 31,96 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a^S = -0,5 \times M_0^S = -18,8 \text{ KN.m}$$

#### 4. Le ferrailage

Tableau II.38 Ferrailage de la poutre brisée.

Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	A	Z(m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	44,11	0,132	0,178	0,26	1,01	4,88
Appui	25,95	0,078	0,102	0,269	1,01	2,77

##### ➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_f = \frac{60,76 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,72 \text{ MPa} < \overline{\tau}_U = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

##### • Calcul à la torsion :

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

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

$\Omega = (b - e) \times (h - e)$  ; L'aire du contour tracé à mi - épaisseur des parois.

$e$  : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

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

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

$$M_{tor}^{max} = \frac{M_{tor}^a \times l}{2} \text{ (au niveau des appuis).}$$

$$\text{Avec : } M_{tor}^a = \max(M_1 ; M_2) = \max(18,46 ; 20,43) = 20,43 \text{ KN.m}$$

$M_1$ : le moment de torsion en appui provoqué sur la poutre brisée est transmis par la volée(1ou3)

$M_2$ : le moment de torsion en appui provoque sur la poutre brisée est transmis par la volée(2ou4)

$$M_{tor}^{max} = \frac{20,43 \times 3,45}{2} = 35,24 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{35,24 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 5,6 \text{ MPa} > 3,33 \text{ MPa. condition n'est pas vérifiée.}$$

##### Remarque :

On redimensionne la section de la poutre brisée. Après les calculs nous avons obtenus une section nécessaire qui est :  $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$

En recalculons :  $e$  et  $\Omega$ .

$$e = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ cm} \rightarrow \Omega = (35 - 5,83) \times (40 - 5,83) = 996,74 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{35,24 \times 10^{-3}}{2 \times 996,74 \times 10^{-4} \times 5,83 \times 10^{-2}} = 3,03 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement à la flexion simple après le redimensionnement est :

$$\tau_f = \frac{60,76 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,38} = 0,46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_t^2 + \tau_f^2} = \sqrt{(3,03)^2 + (0,46)^2} = 3,06 \text{ MPa.}$$

➤ **Vérification de La contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = 3,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Le ferrailage**

**1. Armatures longitudinales**

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec : } \mu : \text{ périmètre}$$

$$\mu = 2 \times [b + h] = 150 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{35,24 \times 10^{-3} \times 1,5 \times 1,15}{2 \times 400 \times 0,099674} = 7,62 \text{ cm}^2$$

**2. Armatures transversales**

On opte  $St = 20 \text{ cm}$  en travée et  $St = 10 \text{ cm}$  en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{cases} A_{tor}^t = 1,02 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ A_{tor}^a = 0,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{En appui.} \end{cases}$$

- **Condition de non fragilité** : sachant que  $b=35 \text{ cm}$ ,  $d=38 \text{ cm}$ .

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{cal}} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Ferrailage final de la poutre brisée**

**En travée :**

$$A_t = A_t^f + A_t^T / 2 = 4,11 + 7,62 / 2 = 7,92 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8,01 \text{ cm}^2$$

**En appuis :**

$$A_a = A_a^f + A_a^T / 2 = 2,37 + 7,62 / 2 = 6,18 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

❖ **Section d'armature transversale à prendre**

$$A = 1,02 + 0,51 = 1,53 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On choisit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérifications à l'ELS :**

**Tableau II.39** Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée

Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)
En travée	32,49	13,08	100721,7	4,22	15
En appuis	19,11	12,24	88979,3	2,63	15

➤ **Vérification de la flèche**

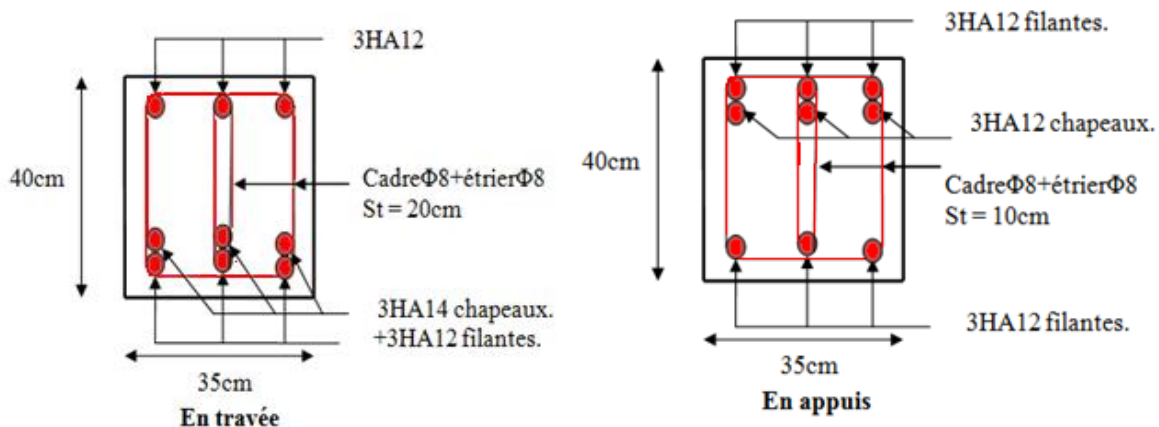
$$1. \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{40}{345} = 0,116 > 0,085 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{8,01}{35 \times 38} = 0,006 < 0,0105 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$3. L=3,45\text{m} < 8\text{m} \text{ la condition est vérifiée.}$$

Les deux conditions sont satisfaites, donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

**Schéma de ferrailage de la poutre brisée**



**Figure II.32** : Schéma de ferrailage de la poutre brisée

**Conclusion**

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

# Chapitre III

## Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. L'étude a été faite avec (ETABS 2016) qui est un logiciel de calcul et d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

### III.1 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques algériennes (*RPA99/Version2003*) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
  - La méthode d'analyse modale spectrale.
  - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

### III 2. Méthode choisie

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée dans tous les cas, tous en justifiant auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées.

Notre structure n'est pas régulière en élévation ainsi les conditions complémentaires de *RPA99/Version 2003* art (4.1.2)  $H_{\text{structure}} > 23\text{m}$ .

Donc les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'est pas satisfait ; ci pourquoi on adopte la méthode d'analyse modale spectrale.

### III. 3. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{Article 4.2.3 (RPA99/Version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D'après le tableau 4.1 de *RPA99/Version 2003* et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage : 2(moyen importance)
- zone sismique :IIa  $\Rightarrow A=0.15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

Facteur de correction d'amortissement  $\eta$  donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec :  $\xi$  est le pourcentage d'amortissement critique Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = 10\% \quad \text{D'où } \eta = 0,836$$

On a un site ferme  $S_2 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$

Avec :  $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associé à la catégorie de site.

**Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} T = C_T H^{3/4} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 6)} \\ T = 0.09 H/\sqrt{L} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 7)} \end{cases}$$

Tel que :

$C_T = 0.05$  : coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. RPA99/2003 (Tableau 4.6)

$$T = 0.05 \times (35,99)^{3/4} = 0.73s \dots \dots \dots (I)$$

$$\text{et } T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$L_{X, Y}$  : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x=29,75m$  ; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 16,90m$  ; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 35,99}{\sqrt{29,75}} = 0,593s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable :  $T_x=0,593s$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0.09 \times 35,99}{\sqrt{16.9}} = 0,788s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable :  $T_y=0,734s$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sx} \leq 3s \quad \text{d'ou} \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.836 \times \left(\frac{0.4}{0.593}\right)^{2/3} \quad \text{donc : } D_x = 1.61$$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sy} \leq 3s \quad \text{d'ou} \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.836 \times \left(\frac{0.4}{0.734}\right)^{2/3} \quad \text{donc : } D_y = 1.39$$

Q : facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q \quad \text{Avec : } P_q \text{ est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité } q \text{ " est satisfait}$$

ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA99/ Version 2003



**Tableau III.1.** Valeurs des pénalités Pq

Critère Q	Valeurs de Pq Selon x-x		Valeurs de Pq Selon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale des files porteuses	Non	0.05	Non	0.05
2) Redondance en plan	Non	0.05	Oui	0
3) Régularité en plan	Non	0,05	Non	0.05
4) Régularité en élévation	Oui	0	Non	0.05
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	Oui	0

Ce qui donne :  $Q_x = 1,15$   
 $Q_y = 1.15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement. il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/ Version 2003). (Dans ce projet on a un contreventement mixte  $\Rightarrow R=5$ )

W : poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.3 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Tableau 4.5 du RPA99/ Version 2003}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

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

A partir des résultats du logiciel **ETABS2016** on a trouvé :  $W_{tot} = 32158,39 \text{ KN}$ .

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{sens X: } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 1786,24 \text{ KN}$$

$$\text{sens Y: } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 1542,15 \text{ KN}$$

### III.4 Méthode dynamique modale spectrale

#### III.4.1 Principe

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendrer pour chaque une des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/ Version 2003(4.3.3)}$$

Avec  $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

### III.4. 2. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des démentions des éléments et des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les exigences de RPA99/2003, cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003, on a opté pour la disposition Suivante :

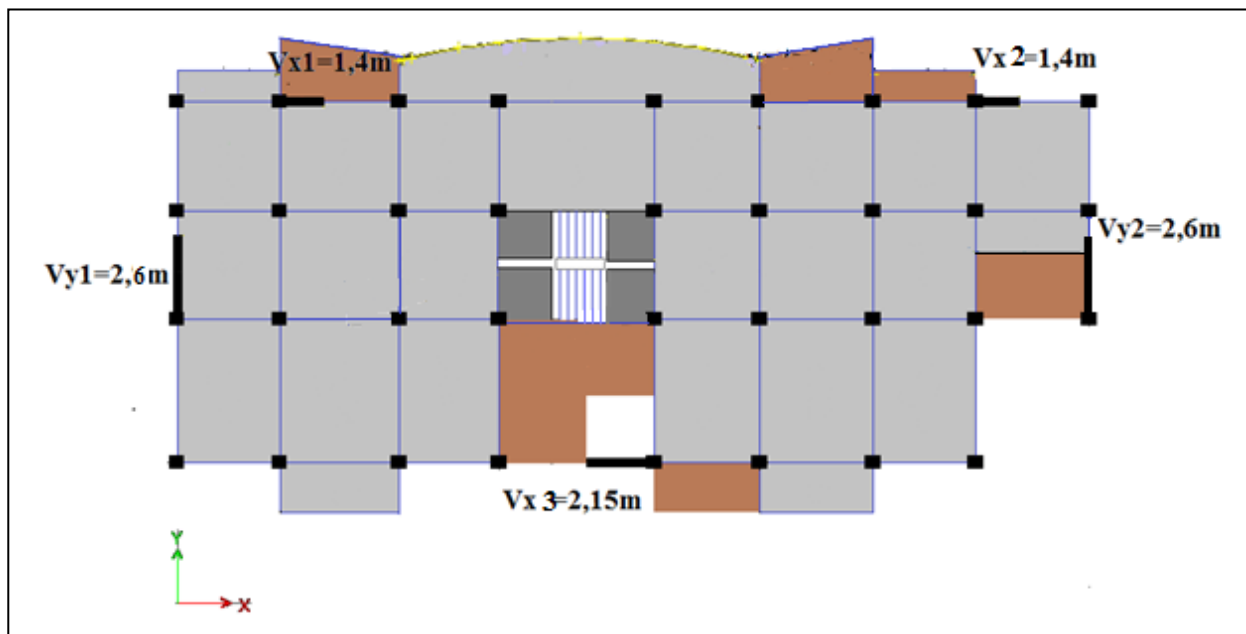


Figure III .1 Schéma de dispositions des voiles.

a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Tableau III .2 Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période [sec]	% de la masse modale		% Cumulé de la masse modale	
		UX [%]	UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	1,067	1,05	75,75	1,05	75,75
2	1,012	77,36	1,01	78,41	76,76
3	0,846	0,02	0,15	78,43	76,91
4	0,329	8,99	3,59	87,42	80,5
5	0,325	3,29	10,03	<b>90,71</b>	<b>90,53</b>
6	0,243	0,03	0,08	90,74	90,61
7	0,176	4,59	0,02	95,33	90,63
8	0,162	0,01	4,96	95,35	95,59
9	0,119	0,87	0,01	96,22	95,6
10	0,113	0,37	0,14	96,59	95,75
11	0,109	0,02	0,71	96,61	96,46
12	0,1	1,17	0,0019	97,77	96,46

Interprétation des résultats

- ✓ Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation selon y-y et x-x avec des taux de participations modales de 75,75% et 78,41 % respectivement.
- ✓ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation selon z-z.
- ✓ La condition du RPA99/2003 (Art.4.3.4) relative au nombre de mode à retenir est satisfaite à partir du mode 5 dans les deux directions X et Y.

Les trois premiers modes de vibration sont illustrés dans les figures suivantes

III.4.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS2016

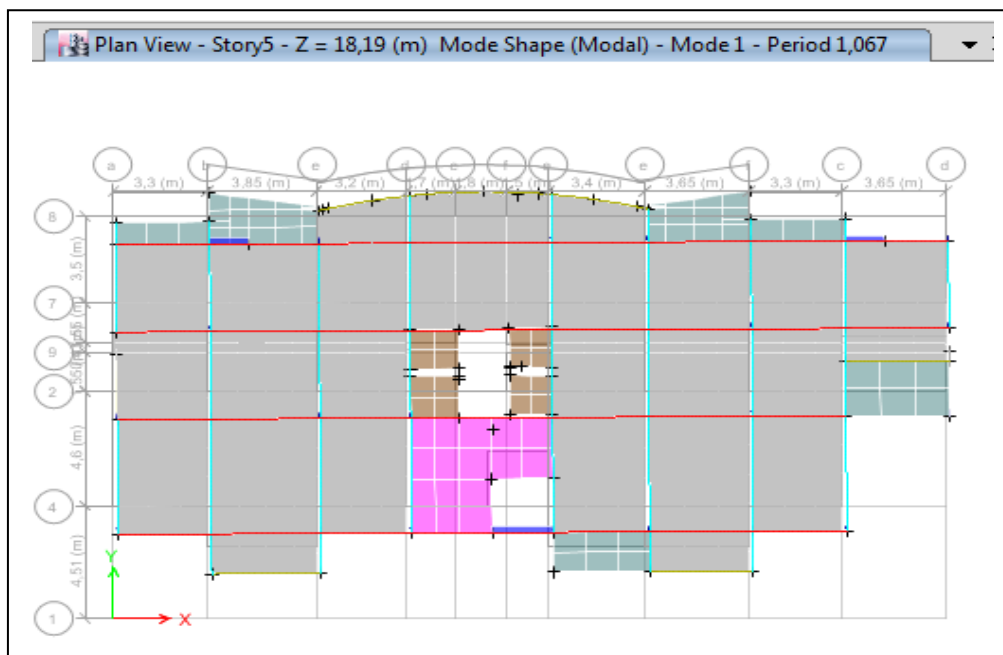


Figure III .2 1<sup>er</sup> mode de déformation (translation suivant y-y)

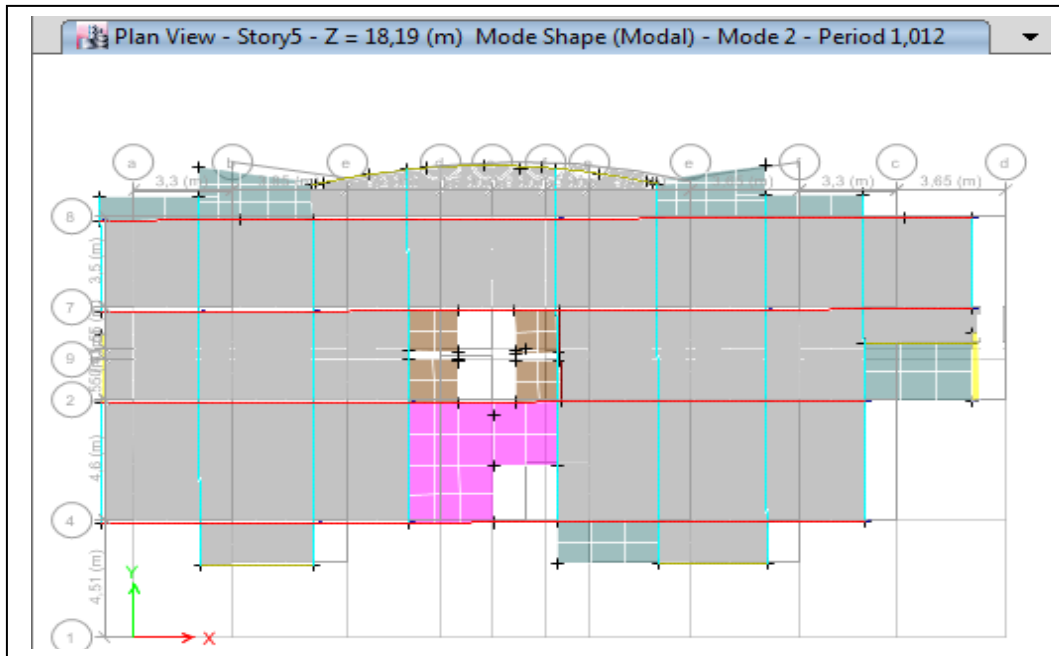


Figure III.3 2<sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant x-x)

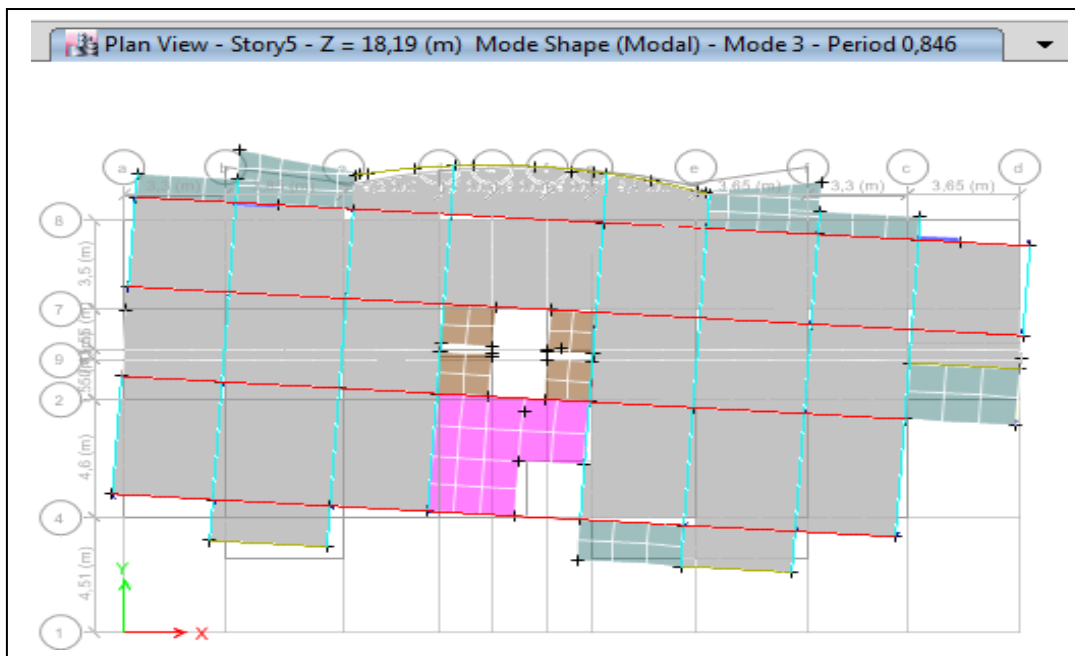


Figure III.4 3<sup>ème</sup> mode de déformation (torsion au tour de z-z)

### III.4.4 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003

#### III.4.4.1Vérification de l'interaction voiles portiques

##### III.4.4.1.1 Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

**Tableau III.3** Vérification de l'interaction sous charges verticales

Etages	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)
<i>RDC(GC)</i>	30772,5608	4670,6602	86,82	13,18

#### III.4.4.1.2 Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.4** Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Etages	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
<i>RDC(GC)</i>	441,56	872,94	33,62	66,38	439,16	815,68	34,99	65,00
<i>1<sup>er</sup> étage</i>	912,29	255,88	78,09	21,9	859,19	322,08	72,73	27,26
<i>2<sup>er</sup> étage</i>	812,93	273,95	74,79	25,21	778,55	332,01	70,10	29,89
<i>3<sup>ème</sup> étage</i>	690,39	319,36	68,37	31,63	750,29	286,89	72,34	27,66
<i>4<sup>ème</sup> étage</i>	693,11	231,60	74,95	25,04	755,24	199,29	79,12	20,88
<i>5<sup>ème</sup> étage</i>	592,44	231,53	71,9	28,09	599,57	247,92	70,75	29,25
<i>6<sup>ème</sup> étage</i>	555,58	152,25	78,49	21,51	574,21	158,5	78,37	21,63
<i>7<sup>ème</sup> étage</i>	387,98	184,20	67,81	32,19	466,27	140,3	76,87	23,13
<i>8<sup>ème</sup> étage</i>	334,63	101,78	76,67	23,32	410,36	87,47	82,43	17,57
<i>9<sup>ème</sup> étage</i>	276,33	71,51	79,44	20,56	332,46	127,81	72,23	27,77

**Interprétation des résultats :** Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontal et vertical pour tous les étages.

**III.4.4.2 Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue  $V_{dy}/V_{st}$  ne doit pas être inférieure à 80%, ces rapports est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau III.5** Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{st}>0,8$	Observation
X-X	1357,23	1786,24	0,759	Vérifiée
Y-Y	1297,98	1542,15	0,84	Vérifiée

**Interprétation des résultats :** La condition des efforts tranchants n'est pas vérifiée selon le sens X ;alors on doit majorer les réponses obtenues par la méthode modale spectrale comme suit :

:sens X  $(0,8V_{st}/V_{dyn})=1,052$

**Tableau III.6** Vérification de l'effort tranchant à la base après majoration :

Sens	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{st}>0,8$	Observation
X-X	1427,80	1786,24	0,8	Vérifiée
Y-Y	1297,98	1542,15	0,84	Vérifiée

**III.4.4.3 Vérification vis-à-vis des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$\delta_k = R \times \delta_{ek}$  .....RPA99/version2003 (Article 4.4.3)

$\delta_{ek}$  :Déplacement dû aux forces  $F_i$ .

$R$  : Coefficient de comportement( $R=5$ ).

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/2003 (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage,

C.à.d. :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  ; Avec :  $h_e$  la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III .7** Vérification des déplacements.

Niveaux	$h_k$ (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)
RDC(GC)	595	0,23	1,15	0	1,15	0,0093	0,24	1,22	0	1,22	0,0039
1 <sup>er</sup> étage	306	0,45	2,25	1,15	1,1	0,0035	0,48	2,4	1,22	1,18	0,0038
2 <sup>er</sup> étage	306	0,68	3,4	2,25	1,15	0,0037	0,74	3,69	2,4	1,29	0,0042
3 <sup>ème</sup> étage	306	0,91	4,56	3,4	1,16	0,0037	1	5,01	3,69	1,32	0,0043
4 <sup>ème</sup> étage	306	1,13	5,66	4,56	1,1	0,0036	1,26	6,29	5,01	1,28	0,0042
5 <sup>ème</sup> étage	306	1,33	6,66	5,66	1	0,0033	1,51	7,52	6,29	1,23	0,004

6 <sup>ème</sup> étage	306	1,51	7,56	6,66	0,9	0,0029	1,73	8,64	7,52	1,12	0,0036
7 <sup>ème</sup> étage	306	1,66	8,33	7,56	0,77	0,0025	1,93	9,65	8,64	1,01	0,0033
8 <sup>ème</sup> étage	306	1,79	8,95	8,33	0,62	0,0020	2,1	10,5	9,65	0,85	0,0027
9 <sup>ème</sup> étage	306	1,89	9,47	8,95	0,52	0,0017	2,25	11,2	10,5	0,7	0,0023

**Interprétation des résultats :**

D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

Sens (x - x) :  $\Delta_{k \max} = 0,0116 \text{ m} < 1\% \times h_e = 0,0306 \text{ m}$  ..... Vérifiée

Sens (y - y) :  $\Delta_{k \max} = 0,0136 \text{ m} < 1\% \times h_e = 0,0306 \text{ m}$  ..... Vérifiée

**III.4.4.4 Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ**

L’effet P-Δ (effet de second ordre) est l’effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au-dessus du

niveau « k » avec  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

$v_k$  : Effort tranchant d’étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l’étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.8** Vérification à L’effet P-Δ.

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
RDC	595	32158,39	1,15	1357,24	0,046	1,22	1297,98	0,051
1 <sup>er</sup> étage	306	27193,04	1,1	1302,71	0,075	1,18	1243,43	0,084
2 <sup>ème</sup> étage	306	23986,35	1,15	1236,21	0,073	1,29	1178,68	0,086
3 <sup>ème</sup> étage	306	20917,88	1,16	1154,24	0,069	1,32	1101,35	0,082
4 <sup>ème</sup> étage	306	17909,66	1,1	1053,82	0,056	1,28	1009,19	0,074
5 <sup>ème</sup> étage	306	14901,44	1	935,88	0,046	1,23	899,72	0,066
6 <sup>ème</sup> étage	306	11946,77	0,9	799,65	0,044	1,12	773,49	0,056
7 <sup>ème</sup> étage	306	8977,86	0,77	646,67	0,035	1,01	632,62	0,047
8 <sup>ème</sup> étage	306	6128,95	0,62	478,73	0,026	0,85	473,49	0,036
9 <sup>ème</sup> étage	306	3278,05	0,52	277,41	0,020	0,7	277,49	0,027

**Interprétation des résultats :** On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  inférieur à 0.1 donc l'effet (P- $\Delta$ ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.

#### III.4.4.5 Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :  $v = \frac{N_d}{B \times F_{cJ}} \leq 0,3$ .....RPA99/version 2003(Art : 7.4.3.1). L'effort sera vérifié à ELA.

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{cJ}$  : est la résistance caractéristique du béton

**Tableau III.9** Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	$v$	Observation
RDC	50×50	1842,79	0,29	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	45×45	1546,44	0,3	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	45×45	1328,25	0,29	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	40×45	1127,16	0,25	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	40×45	953,69	0,24	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	40×40	783,32	0,19	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	40×40	625,43	0,18	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	35×40	480,90	0,14	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	35×40	341,9	0,11	Vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	35×35	206,87	0,07	Vérifiée

**Interprétation des résultats :** On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

#### Conclusion

La modalisation avec logiciel de calcul ETABS2016 , nous a permis de faire une étude tridimensionnel dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir un modèle meilleur qui se rapproche du comportement réel de la structure. Ainsi que la vérification à la fois des conditions de R.PA nous a poussés de faire un redimensionnement des éléments structuraux.

A la fin on a opté pour les démentions suivantes :



**Tableau III:10** Dimensions finales des éléments structuraux

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	3+4	5+6	7+8	9
Poteaux (cm <sup>2</sup> )	(50×50)	(45×45)	(40×45)	(40×40)	(35×40)	(35×35)
Voiles	e=30	e=20				
Poutres principales	(30×35)					
Poutres secondaires	(30×35)					

# Chapitre IV

## Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrillés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

### IV.1 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ( $M_{\max} \rightarrow N_{corr}$ )
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ( $N_{\max} \rightarrow M_{corr}$ )
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ( $N_{\min} \rightarrow M_{corr}$ )

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

$$\begin{aligned} & * 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad * G + Q \\ & * G + Q \pm E \quad ; \quad * 0.8G \pm E \end{aligned}$$

#### IV.1.1 Recommandations du RPA99.V2003

##### 1. Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \% \times b_1 \times h_1$  en zone II.
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4 % en zone courante.
  - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : La hauteur d'étage.

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

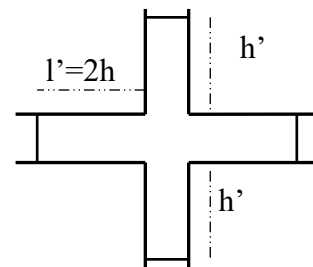


Figure IV.1 Zone nodale.

**Tableau IV.1.** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
<i>Sous sol+RDC</i>	50×50	20	100	150
<i>1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étages</i>	45×45	16,2	81	121,5
<i>3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étages</i>	40×45	14,4	72	108
<i>5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étages</i>	40×40	12,8	64	96
<i>7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étages</i>	35×40	11,2	56	84
<i>9<sup>ème</sup> étage</i>	35×35	9,8	49	73,5

## 2. Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec  $V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique " $\lambda_g$ " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm})$ .
- Dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_L^{\min}$ .

Où :  $\Phi_L^{\min}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales :  $A_t^{\min}$  en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

**RPA99.V2003**

$$A_t^{\min} = 0.8\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'elancement géométrique du poteau } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi$  min

### IV.1.2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS2016, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau .IV.2. Les sollicitations dans les poteaux.

Section	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$V_u$ (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
50×50	2074,71	-10,27	519,46	5,28	94,15	1097,89	97,28
45×45	1771,75	-32,07	138,78	-3,92	-92,95	1546,44	95,53
40×45	1351,47	-24,06	44,27	3,11	73,74	799,69	94,13
40×40	967,69	-24,62	37,91	2,73	-58,56	762,72	75,17
35×40	610,75	21,72	79,14	1,98	45,42	386,31	56,93
35×35	267,69	17,13	41,96	13,96	-38,59	138,95	36,53

### IV.1.3 Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

#### ➤ Exemple de calcul

Soit le poteau de galerie commerciale (50×50) cm<sup>2</sup>:

$$b = 50\text{cm} \quad ; \quad h = 50\text{cm}$$

$$d = 45\text{cm} \quad ; \quad d' = 5\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{acier Fe E400} \quad f_{bu} = 18,47 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison accidentel.}$$

#### a) Calcul sous $N_{max} \rightarrow M_{corres} \Rightarrow ELU$

$$N_{max} = -2074,71 \text{ KN} \rightarrow M_{corres} = -10,27 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{10,27}{2074,71} \times 100 = 0,49 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u(d - h/2) = 415,04 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 410,69 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 7419,5 \text{ KN.m}$$

$$410,69 \text{ KN.m} < 7419,5 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{415,04 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,45^2 \times 14,2} = 0,288 \Rightarrow \mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,288}) = 0,814$$

$$\text{On a: } \mu_{bu} = 0,288 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,303\text{m} \Rightarrow A_1 = \frac{415,04 \times 10^{-3}}{0,303 \times 348} \times 10^4 = 39,36\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 39,36 - \frac{2074,71 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -20,26 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  Pas nécessité d'armatures, le béton seul suffira

b) Calcul sous  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres}}$

$$M_{\max} = 94,15 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corres}} = 1097,89 \text{ KN} \Rightarrow \text{G+Q+Ex}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{94,15}{1097,89} \times 100 = 8,57 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{c à l'intérieur de la section}$$

Il doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h/2) = 220,52 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 436,95 \text{ KN.m} \quad ; \quad (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 9650,57 \text{ KN.m}$$

$$436,95 \text{ KN.m} < 9650,57 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,153 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \alpha = 0,209$$

Calcul de A :

$$z = 0,412 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 15,38 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 15,38 - \frac{1097,89 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -16,17 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira

#### IV.1.3.1 Armatures longitudinale

**Tableau IV.3.** Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol + RDC	50×50	0	20	12HA14+4HA12=22,99
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	45×45	0	16,2	16HA12=18,10
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	40×45	0	14,4	16HA12=18,10
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	40×40	0	12,8	12HA12=13,57
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	35×40	0	11,2	12HA12=13,57
9 <sup>ème</sup> étage	35×35	0	9,8	12HA12=13,57

#### IV.1.3.2 Armatures transversales

##### ➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple le poteau RDC(50×50):

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 5,6}{0,5} = 7,84 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$D'où : A_t = \frac{2,5 \times 97,28 \times 10^{-3} \times 15}{50 \times 400} \times 10^4 = 1,82 \text{ cm}^2$$

✓ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$$

✓ **Espacement**

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\phi_{l_{\min}} ; 15 \text{ cm}) = \text{min} (12 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

✓ **La quantité d'armature minimale**

On a  $5 < \lambda g$ , d'où :

- Dans la zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,3\%(t \times b) = 0,3\%(10 \times 50) = 1,5 \text{ cm}^2$

- Dans la zone courante :  $A_t^{\min} = 0,3\%(t \times b) = 0,3\%(15 \times 50) = 2,25 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour 6 cadre **HA10= 3,02cm<sup>2</sup>**

**IV.1.3.3 Résultats du calcul des armatures transversales**

Les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.4.** Armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveau	RDC (GC)	1,é étages	3,4 étages	5,6 Etages	7, 8éme étages	9éme étages
Section (cm <sup>2</sup> )	50×50	45×45	40×45	40×40	35×40	35×35
$\phi_{l_{\max}}$ (cm)	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
$\phi_{l_{\min}}$ (cm)	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
L <sub>0</sub> (cm)	560	271	271	271	271	271
L <sub>t</sub> (cm)	392	189,7	189,7	189,7	189,7	189,7
$\Delta g$	7,84	4,21	4,21	4,74	4,74	5,42
$\rho_a$	2,5	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5
Vu(KN)	97,28	95,53	94,13	75,17	56,93	36,53
L <sub>r</sub> (cm)	56	56	56	48	48	48
S <sub>t</sub> zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S <sub>t</sub> zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A <sup>t</sup> <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,82	2,98	2,94	2,64	2,00	0,98
A <sup>t</sup> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )z.nodale	1,5	1,35	1,35	1,2	1,2	1,05
A <sup>t</sup> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )z.courante	2,25	2,02	2,02	1,8	1,8	1,57
A <sup>t</sup> <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )	3,02	3,02	3,02	3,02	2,01	2,01
Nombre des cadres	6HA10	6HA10	6HA8	6HA8	4HA8	4HA8

**IV.1.4 Vérifications**

**a) Vérification au flambement**

Selon le CBA93 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le poteau le plus élancé.

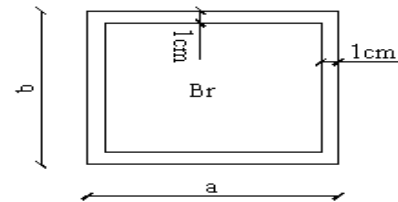
➤ **Exemple de calcul**

On prend pour exemple le poteau de galerie commerciale (50×50):

$l_0 = 5,6m$  et  $N_{max} = 2074,71KN$ .

$$N_{max} \leq N_d = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que :  $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$  Coefficients de sécurité béton, acier.



$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élancement  $\lambda$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$l_f$  : Longueur de flambement ( $0,7 \times l_0 = 3,92m$ )

$i$  : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h \times b^3}{12b h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0,5^2}{12}} \Rightarrow i = 0,144m$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

$\lambda$  élancement du poteau prise :  $\lambda = 3,46 \times l_f / b \dots \dots \dots$  poteau rectangulaire

$\lambda = 4 \times l_f / \phi \dots \dots \dots$  poteau circulaire

$$\Rightarrow \lambda = 3,46 \times \frac{3,92}{0,50} = 27,13 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{16,51}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,76.$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (50 - 2) \times (50 - 2) = 2304cm^2 = 0,2304m^2$$

$$N_d = 0,76 \times \left[ \frac{0,2304 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 22,99 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3 \Rightarrow N_d = 3850,40KN$$

$$N_{max} = 2074,71KN < N_d \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.5.** Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum



Niveau (Etage)	Section (m <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	λ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	N <sub>max</sub> (KN)	Obs
RDC	50×50	5.6	3.92	27,13	0,76	22,99	0,2304	3850,40	2074,71	vérifiée
1 et 2	45×45	2.71	1.89	14,53	0,81	18,10	0,1849	3283,45	1771,75	vérifiée
3 et 4	40×45	2.71	1.89	16,35	0,83	18,10	0,1634	3034,06	1351,47	vérifiée
5 et 6	40×40	2.71	1.89	16,35	0,83	13,57	0,1444	2611,24	967,69	vérifiée
7 et 8	35×40	2.71	1.89	18,68	0,82	13,57	0,1254	2291,26	610,75	Vérifiée
9	35×35	2.71	1.89	18,68	0,81	13,57	0,1089	2015,82	267,69	Vérifiée

On voit bien que N<sub>max</sub><N<sub>d</sub> pour tous les niveaux de cette structure, donc il n’y pas de risque de flambement.

**b) Vérification des contraintes de compression**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$\sigma_{bc1, 2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$  ;  $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$  tel que :

$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V$  béton fibre supérieure.

$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V'$  béton fibre inférieure

$S = b \times h + 15(A + A')$  (section homogène)

$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$

$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S}$  ;  $V' = h - V$

$I_{yy'} = \frac{b}{2}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$

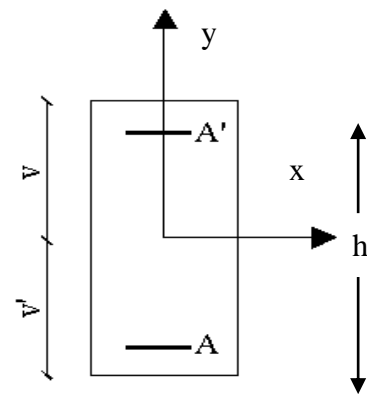


Figure IV.3 Section d’un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6** Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	(RDC)G.C	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étages	3,4 <sup>ème</sup> étages	5,6 <sup>ème</sup> étages	7, 8 <sup>ème</sup> étages	9 <sup>ème</sup> étages
Section (cm <sup>2</sup> )	50×50	45×45	40×45	40×40	35×40	35×35
d (cm)	45	40	40	35	35	30
A (cm)	22,99	18,10	18,10	13,57	13,57	13,57
V (cm)	25	22,5	22,5	20	20	17,5
V' (cm)	25	22,5	22,5	20	20	17,5
I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	0,019	0,0122	0,0107	0,0074	0,0064	0,0042
N <sub>ser</sub> (KN)	394,83	338,69	261,58	183,31	106,46	32,49
M <sub>ser</sub> (KN.m)	2,94	8,59	7,65	7,09	7,74	8,41
M <sub>serG</sub> (MN.m)	2,94	8,59	7,65	7,09	7,74	8,41
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	1,73	2,37	2,17	2,10	1,96	2,26
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	1,4	1,67	1,45	1,15	0,76	0,26
$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

**c) Vérification aux des sollicitations tangentes**

Selon le RPA99addenda2003 (Article 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que :} \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec :} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$  (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7** Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	D (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
RDC	50×50	392	7,84	0,075	45	97,28	0,432	1	Vérifiée
1 et 2	45×45	189,7	4,21	0,04	40	95,53	0,530	1	Vérifiée
3 et 4	40×45	189,7	4,21	0,04	40	94,13	0,588	1	Vérifiée
5 et 6	40×40	189,7	4,74	0,04	35	75,17	0,536	1	Vérifiée
7 et 8	35×40	189,7	4,74	0,04	35	56,93	0,464	1	Vérifiée
9	35×35	189,7	5,42	0,075	30	36,53	0,347	1	Vérifiée

#### IV.1.5 Dispositions constructives

##### ▪ Longueur des crochets

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

##### ▪ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 50 \text{ cm.}$$

##### ▪ Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA99/2003).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

$$\text{Avec : } h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$h_e$  : Hauteur de chaque niveau.

$$L' = 2 h$$

• *Sous – Sol* :  $L' = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$ ,  $h' = \max(47 ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$ .

• *RDC* :  $L' = 90 \text{ cm}$ ,  $h' = 100 \text{ cm}$ .

• *les étages* :  $L' = 70 \text{ cm}$ ,  $h' = 60 \text{ cm}$

#### IV.1.6 Schéma de ferrailage des poteaux

Schéma de ferraillage des poteaux sont résumés dans les figures suivantes :

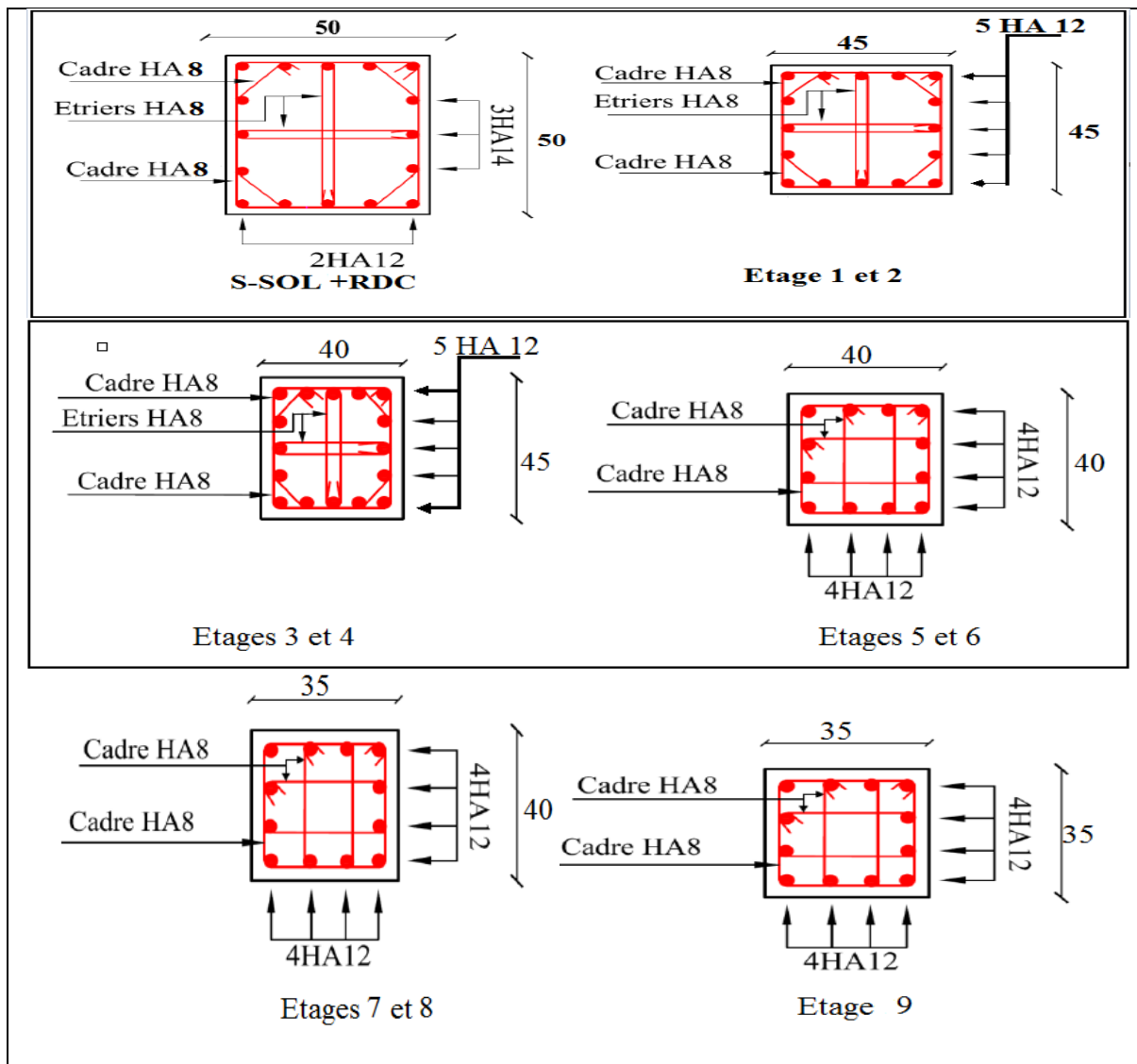


Figure IV.4: schémas de ferraillage des poteaux

### IV.2 Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales, les poutres secondaires. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **ETABS V 2016**. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

$$\begin{aligned}
 & * 1.35G + 1.5Q && G + Q \\
 & * G + Q \pm E && 0.8G \pm E
 \end{aligned}$$

#### IV.2.1 Recommandation du RPA99

**a) Armatures longitudinales**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire,  $A_t^{\min} = 0.5\% \times b \times h$ .
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de béton en zone courante.
  - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \phi$  (zone IIa) avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .

**b) Armatures transversales**

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$ .
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
  - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$  : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$  : en dehors de la zone nodale. Avec : h : La hauteur de la poutre
- La valeur du diamètre  $\phi_1$  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 de l'appui ou de l'encastrement.

**IV.2.2. Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003****Tableau IV.8** Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003

Type de poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			zone nodale	zone de recouvrement
<i>Principale</i>	30×35	5,25	42	63
<i>Secondaire</i>	30×35	5,25	42	63

**IV.2.3 Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.9** Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres non associées au voile.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M <sub>travée</sub>	M <sub>appui</sub>	V	M <sub>travée</sub>	M <sub>appui</sub>	V
Les étages courants+ RDC	35,28	-57,09	82,28	21,28	-36,15	36,74
<i>Terrasse inaccessible</i>	38,02	-26,53	48,48	18,38	-24,57	33,59

**Tableau IV.10** Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres associées aux voiles.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M <sub>travée</sub>	M <sub>appui</sub>	V	M <sub>travée</sub>	M <sub>appui</sub>	V
Les étages courants+ RDC	53,26	-70,00	63,80	78,38	-91,06	171,36
<i>Terrasse inaccessible</i>	38,02	-26,53	48,48	/	/	/

**IV.2.4 Ferrailage des poutres**

**a. Armatures longitudinales**

**a.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)**

➤ **Exemple de calcul**

Prenons comme exemple de calcul de ferraillage la poutre principale (30×35) la plus sollicitée

Avec les sollicitations suivantes :  $\begin{cases} M_a = -70,00 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(ELA) \\ M_t = 53,26 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(ELA) \end{cases}$

**a) Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{70 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,32^2 \times 18,48} = 0,123 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,123 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,123}) = 0,164; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,299m$$

$$\text{Calcul de } A : A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{70 \times 10^{-3}}{0,299 \times 348} \times 10^4 = 6,73 \text{ cm}^2$$

**b) Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{53,26 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,32^2 \times 18,48} = 0,094 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,094 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,094}) = 0,124 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,304m$$

$$\text{Calcul de } A : A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{53,26 \times 10^{-3}}{0,304 \times 348} \times 10^4 = 5,03 \text{ cm}^2$$

Les ferraillages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau.11** Armatures longitudinales dans les poutres.

Niveaux	Type de poutre	Localisation	Moment (KN.m)	V (KN)	A <sub>al</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
EC+ RDC	PP	Appui	-70	63,80	6,73	5,25	7,70	3HA14(filante)+ 2HA14(chapeaux).
		Travée	53,26		5,03		5,65	3HA12(filante)+ 2HA12(chapeaux).
	PS	Appui	-91,06	171,36	8,96	5,25	9,24	3HA14(filante)+ 3HA14(chapeaux).
		Travée	78,32		7,60		8,01	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeaux).
Terrasse inaccessible	PP	Appui	-26,53	48,48	2,44	5,25	5,65	3HA12(filante)+ 2HA12(chapeaux).
		Travée	38,02		3,53		5,65	3HA12(filante)+ 2HA12(chapeaux).

**b. Les armatures transversales**

➤ **Diamètre des armatures transversales**

Soit  $\phi_t$  le diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

✓ **Poutres principales**

$$\phi_t \leq \min\left(1,2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) \text{cm} = \min(1,2; 1; 3) \text{cm}$$

✓ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) \text{cm} = \min(1,2; 1; 3) \text{cm}$$

Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2$  (un cadre et un étrier) Ø8.

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

c) **Zone nodale** :  $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{cm}\right)$ .

- Poutres principales :  $S_t \leq \text{Min}(10 \text{cm}; 12 \text{cm}; 30 \text{cm})$  Soit :  **$S_t = 10 \text{cm}$**

- Poutres secondaires :  $S_t \leq \text{Min}(8,75 \text{cm}; 12 \text{cm}; 30 \text{cm})$  Soit :  **$S_t = 8 \text{cm}$**

d) **Zone courante** :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \Rightarrow$  Soit :  **$S_t = 15 \text{cm}$**

- Poutres secondaires :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \Rightarrow$  Soit :  **$S_t = 15 \text{cm}$**

1) **Vérifications des armatures transversales**

Pour les poutres principales et les poutres secondaires:

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{cm}^2$$

$A_t = 2,01 \text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35 \text{cm}^2$  condition vérifiée pour toutes les poutres.

❖ **Vérification à l'ELU**

1) **Condition de non fragilité**

$$\left\{ A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,38 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Poutres principales + secondaires.} \right.$$

$A_{\min} < A_{\text{cal}}$  ; Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) **Vérification des contraintes tangentielles**

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

**Tableau IV.12** Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérification
<i>Principales</i>	63,80	0,66	3,33	<i>Vérifiée</i>
<i>Secondaires</i>	171,36	1,78	3,33	<i>Vérifiée</i>

D'après les résultats ; on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car  $\tau_{bu} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ .

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

➤ En appui de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$  BAEL91 (Art IV.1)

➤ En appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$  BAEL91 (Art IV.2)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.13** Vérification au cisaillement.

Poutres	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
<i>Principales</i>	7,7	63,80	-70	1,83	-5,15	<i>Vérifiée</i>
<i>Secondaires</i>	5,65	171,36	-91,06	4,93	-4,16	<i>Vérifiée</i>

❖ **Vérification à l'ELS**

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.14** Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
<i>Principales</i>	Appui	-40,77	21,82	176653	5,04	15	<i>Vérifiée</i>
	Travée	27,74	19,67	147756	3,69	15	<i>Vérifiée</i>
<i>Secondaires</i>	Appui	-34,80	21,82	176653	4,29	15	<i>Vérifiée</i>
	Travée	15,56	19,67	147756	2,07	15	<i>Vérifiée</i>

e) **Vérification de la flèche** : D'après le **CBA93** et **BAEL91/99**, la vérification de la flèche

est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

✓ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{320} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,11 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,07 \quad \text{avec } q^{ser} = 13,94 \text{KN/ml} = 3,2\text{m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5.65 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,32} = 0,0058 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

✓ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{460} = 0,076 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,076 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,075 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8,01 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,32} = 0,0083 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**IV.2.5 Vérification des zones nodales**

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique c-a-dire :  $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$ ..... RPA99/2003(art7.6.2)

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

Ce pendant, cette vérification est facultatif pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

$M_s$  : Moment résistant dans le poteau inférieur.

$M_n$  : Moment résistant dans le poteau supérieur.

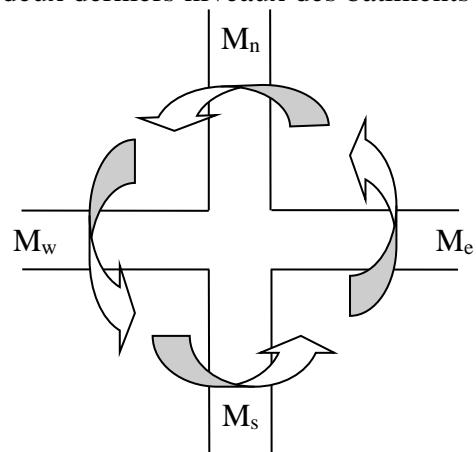
$M_w$  : Moment résistant gauche de la poutre.

$M_e$  : Moment résistant droite de la poutre.

**IV.2.5.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton



**Figure IV. 5** Les moments dans la zone nodale

- De la contrainte limite élastique des aciers



$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$  Avec :  $Z=0,9 \times h$  ( $h$  : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

**Tableau IV.15** Moments résistants dans les poteaux

Niveau	h (m)	z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
RDC(G.C)	0,5	0,45	7,29	114,16
Etage1 et 2	0,45	0,40	5,65	78,65
Etage3 et 4	0,45	0,40	5,65	78,65
Etage5 et 6	0,4	0,36	4,52	56,63
Etage7 et 8	0,4	0,36	4,52	56,63
Etage9	0,35	0,31	4,52	48,76

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.16** Moments résistants dans les poutres

Niveau	Type de poutre	h (m)	z (m)	A <sub>s1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s2</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> <sup>w</sup> (KN.m)	M <sub>R</sub> <sup>E</sup> (KN.m)
RDC(G.C) à Etage9	PP	0,35	0,31	7,70	3,39	83,06	36,57
	PS	0,35	0,31	9,24	4,62	99,68	49,84
Terrasse	PP	0,35	0,31	5,65	3,39	60,95	36,57
	PS	0,35	0,31	5,65	3,39	60,95	36,57

#### IV.2.5.2 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 suivant :

**Tableau IV.17** Vérification de la zone nodale poutres principales

Niveau	M <sub>N</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N+M<sub>S</sub></sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>E</sub>	1.25 (M <sub>w</sub> +M <sub>E</sub> )	Observation
RDC	192,81	114,16	306,97	83,06	36,57	149,54	Vérifiée
Etage1	157,3	78,65	235,95	83,06	36,57	149,54	Vérifiée
Etage2	157,3	78,65	235,95	83,06	36,57	149,54	Vérifiée
Etage3	157,3	78,65	235,95	83,06	36,57	149,54	Vérifiée
Etage4	135,28	78,65	213,93	83,06	36,57	149,54	Vérifiée
Etage5	113,26	56,63	169,89	83,06	36,57	149,54	Vérifiée
Etage6	113,26	56,63	169,89	83,06	36,57	149,54	Vérifiée
Etage7	113,26	56,63	169,89	83,06	36,57	149,54	Vérifiée
Etage8	105,39	56,63	162,02	83,06	36,57	149,54	Vérifiée

**Tableau IV.18** Vérification de la zone nodale poutres secondaires

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
RDC	192,81	114,16	306,97	99,68	49,84	186,9	Vérifiée
Etage1	157,3	78,65	235,95	99,68	49,84	186,9	Vérifiée
Etage2	157,3	78,65	235,95	99,68	49,84	186,9	Vérifiée
Etage3	157,3	78,65	235,95	99,68	49,84	186,9	Vérifiée
Etage4	135,28	78,65	213,93	99,68	49,84	186,9	Vérifiée
Etage5	113,26	56,63	169,89	99,68	49,84	186,9	Non Vérifiée
Etage6	113,26	56,63	169,89	99,68	49,84	186,9	Non Vérifiée
Etage7	113,26	56,63	169,89	99,68	49,84	186,9	Non Vérifiée
Etage8	105,39	56,63	162,02	99,68	49,84	186,9	Non Vérifiée

**Interprétation des résultats**

On remarque que la condition de RPA n'est pas vérifiée du niveau 5 au jusqu'au 8ème dans les poutres secondaires. Donc on augmente la section d'armatures dans les poteaux du 5 au 8ème étages. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivant :

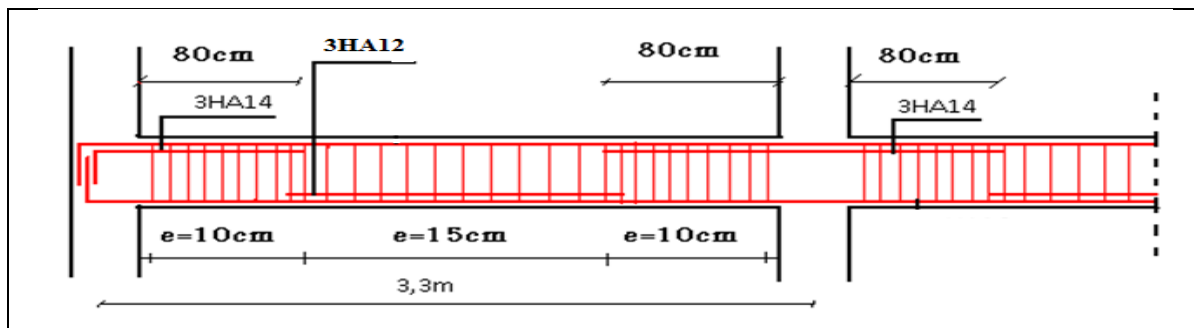
**Tableau IV.19** Moments résistants dans les poteaux

Niveau	h (m)	z (m)	$A_s (cm^2)$	$M_R (kn.m)$
De l'étage 5 à 8	0,4	0,36	5HA12=5,65	70,78

**Tableau IV.20** Vérification de la zone nodale poutres secondaires

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
Etage5	141,56	70,78	212,34	99,68	49,84	186,9	Vérifiée
Etage6	141,56	70,78	212,34	99,68	49,84	186,9	Vérifiée
Etage7	141,56	70,78	212,34	99,68	49,84	186,9	Vérifiée
Etage8	131,73	70,78	202,51	99,68	49,84	186,9	Vérifiée

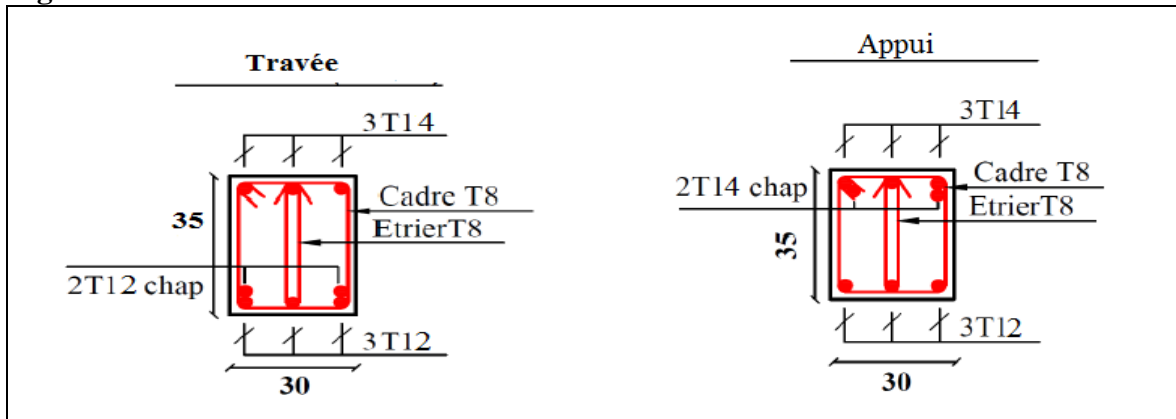
**Schémas de ferrillages des poutres :**



**Figure IV.6 :** Exemple de disposition constructive de la poutre

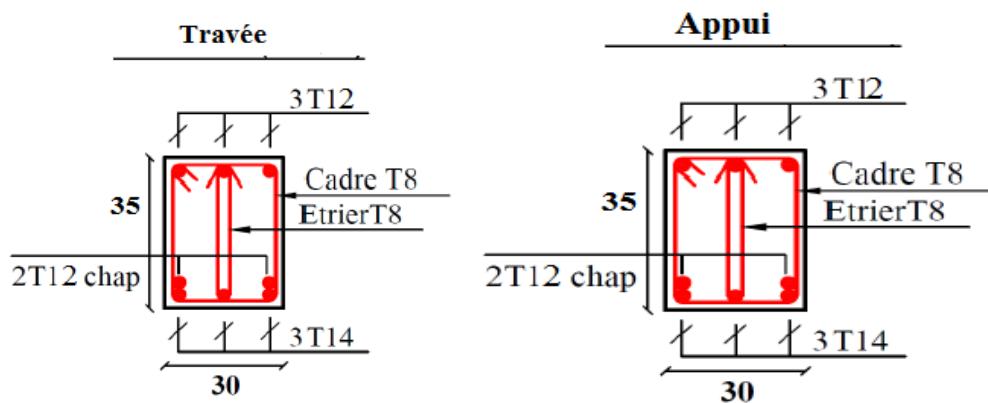
**Poutres principales :**

**Étage courant :**



**Figure IV.7 :** Schéma de ferraillage de la poutre principale du RDC+étage courant.

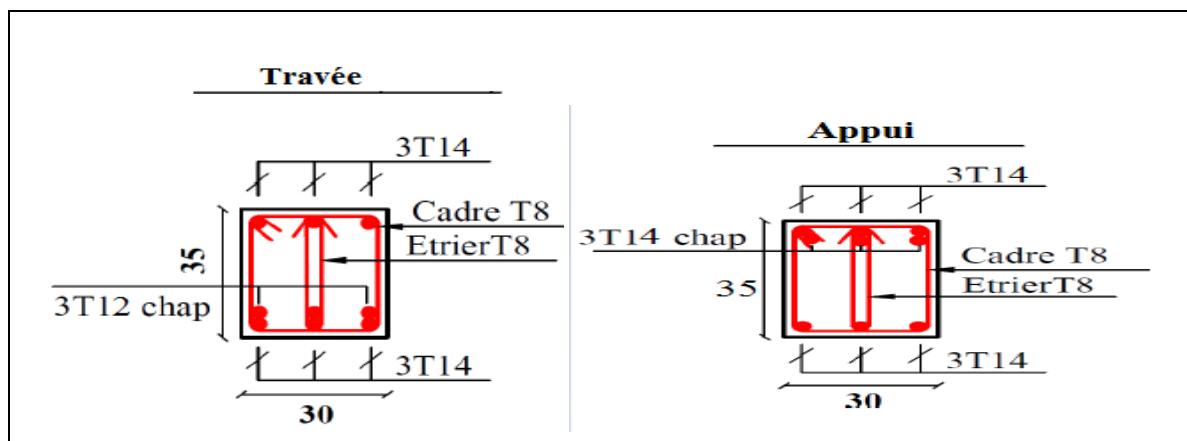
**Terrasse inaccessible :**



**Figure IV.8 :** Schéma de ferraillage de la poutre principale de la terrasse inaccessible.

**Poutres secondaires :**

**RDC+ Étage courant**



**Figure IV.9 :** Schéma de ferraillage de la poutre secondaire du RDC+étage courant

### IV.3 Calcul des voiles par la méthode des contraintes :

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur en zone IIa.

C'est une méthode simplifiée, basée sur les contraintes, elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme

1. Calcul des contraintes  $\bar{\sigma}_{\max, \min} = \frac{N}{B} \pm \frac{M.V}{I}$
2. On découpe le diagramme de contrainte en bande de largeur  $d$  donnés par :  

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_e \right)$$
3. Calcul la longueur de la zone comprimée « $L_c$ » :  $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} < L$

$$L_t = L - L_c$$

Avec :

**N** : effort normal appliqué

**M** : moment fléchissant appliqué

**B** : section transversale du voile

**V** : bras de levier

**I** : inertie du voile

**h<sub>e</sub>** : hauteur entre nus du plancher du voile considéré

**L<sub>c</sub>** : longueur de la zone comprimée

**L<sub>t</sub>** : longueur de la zone tendue

On distingue 3 cas :

- section entièrement comprimée
- section entièrement tendue
- section partiellement comprimée

#### IV.3.1 Recommandation du RPA 99/Version2003 (art 7.7.4.1)

##### 1. Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓  $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$  avec  $L_t$  : longueur de la zone tendue ;  $e$  : épaisseur du voile
- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

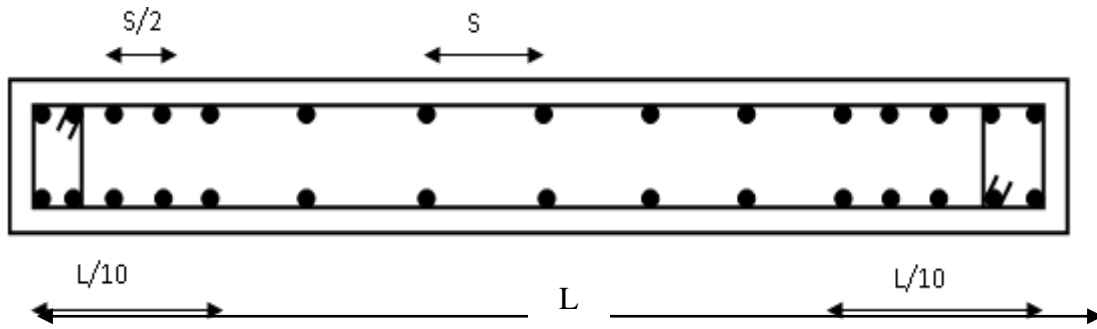


Figure IV.10 Disposition des armatures verticales

## 2. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  avec une longueur égale à :  $10 \times \phi$

## 3. Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de **4** épingles par **1m<sup>2</sup>** au moins.

## 4. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :  $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$  avec  $V=1,4V_u$

## 5. Règles communes aux armatures verticales et horizontales

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
  - $A_{\min} = 0.15\% \times e \times h$  dans la zone extrême de voile.
  - $A_{\min} = 0.10\% \times e \times h$  dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.
- L'espacement  $S_t = \min \left( 1.5 \times e ; 30cm \right)$  avec  $e$  : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m<sup>2</sup>.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\phi$  : 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.3.2 Ferrailage des voiles :

#### ❖ Exemple de calcul : Vx3

On va prendre en considération le voile du RDC :

$N=1548\text{KN}$ ;  $M=92,97\text{KN.m}$ ;  $L=2,15\text{m}$ ;  $I=0,2484\text{m}^4$ ;  $A=0,645\text{m}^2$ ;

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{N}{B} \pm \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1548}{0,645} + \frac{92,97}{0,2484} \times 1,075 = 2802,35 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1548}{0,645} - \frac{92,97}{0,2484} \times 1,075 = 1997,65 \text{ KPa}$$

$(\sigma_{\max}, \sigma_{\min}) > 0 \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{2802,35}{2802,35 + 1997,65} \times 2,15 = 0,35 \text{ m}$$

$$L_t = 0,9 \text{ m}$$

Armatures verticales :

$$e_g = \frac{M}{N} = \frac{92,97}{1548} = 0,06 \text{ m} < \frac{L}{2} = 1,075 \text{ m}$$

N effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section  $\Rightarrow$  section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h/2) = 1,68 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 1,49 \text{ MN.m} \quad ; \quad (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 8,15 \text{ MN.m}$$

$$1,49 \text{ MN.m} < 8,15 \text{ MN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

#### a) Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,68 \times 10^{-3}}{0,30 \times 2,1^2 \times 18,48} = 0,069 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,069 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,069}) = 0,089 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 2,02 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{1,68 \times 10^{-3}}{2,02 \times 348} \times 10^4 = 20,79 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{st} = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = 20,79 \times 10^{-4} - \frac{1548}{400} = 17,91 \text{ cm}^2$$

**Armatures minimales en zone tendue et en zone comprimée :**

$$A^{zt} = 0,2 \% (e \times l_t) = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$A^{zc} = 0,1 \% (e \times l_c) = 1,05 \text{ cm}^2$$

**Armatures minimales dans tout le voile :**

$$A_{\min} = 0,15 \% (e \times l) = 9,675 \text{ cm}^2$$

**Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \text{Min}(1,5e ; 300) \text{ Soit : } S_t = 30 \text{ cm}$$

**Armatures horizontales :**

$$\frac{Ah}{b_0 \cdot St} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 \times k \times f_{t28})}{0,9 \times f_{t28}}$$

$$\tau_u = (1,4 \times V)/(e \times d) = (1,4 \times 169,8610^{-3})/(0,3 \times 2,1) = 0,377 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u$$

Espacement horizontales :

$$S_t \leq \text{Min}(1,5e ; 300) \text{ Soit : } S_t = 30 \text{ cm}$$

$$Ah \geq \frac{\gamma_s \times b_0 \times St}{0,9 \times f_e} = 0,94 \text{ cm}^2 \quad \text{on a : } A_h > A_h^{\text{min}} = \frac{0,4 \times e \times St}{f_e} = 0,9 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

Armatures verticales en zone tendue  $A^z = 8\text{HA}14 + 5\text{HA}12 = 17,97 \text{ cm}^2$

Armatures horizontales en zone tendue :  $A = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Schéma de ferrailage du voile Vx1 :

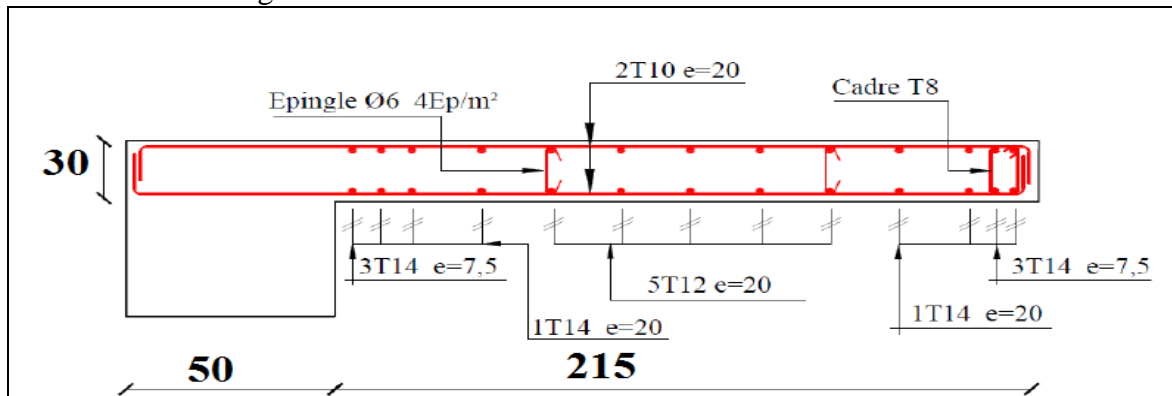


Figure IV.11: Schéma de ferrailage du voile Vx3

❖ Calcul Voile  $V_{y1}$  :

$$N = 1333,76 \text{ KN}; \quad M = 185,84 \text{ KN.m}; \quad L = 2,6 \text{ m}; \quad I = 0,4394 \text{ m}^4; \quad A = 0,78 \text{ m}^2;$$

$$\sigma_{\text{max,min}} = \frac{N}{B} \pm \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{1333,76}{0,78} + \frac{185,84}{0,4394} \times 1,3 = 2328,85 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{1333,76}{0,78} - \frac{185,84}{0,4394} \times 1,3 = 1091,04 \text{ KPa}$$

$(\sigma_{\text{max}}, \sigma_{\text{min}}) > 0 \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée

$$L_c = 0,94 \text{ m}; \quad L_t = 0,83 \text{ m}$$

$$e_g \frac{M}{N} = \frac{185,84}{1333,97} = 0,139 \text{ m} < \frac{L}{2} = 1,3 \text{ m}$$

N effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section=>section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h/2) = 1,85 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 1,49 \text{ MN.m} \quad ; \quad (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 8,15 \text{ MN.m}$$

$$1,48 \text{ MN.m} < 8,03 \text{ MN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

### b) Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,051 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,051 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,051}) = 0,065 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 2,48 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de } A : A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = 18,65 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{st} = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = 18,65 \times 10^{-4} \frac{1333,84}{400} = 14,69 \text{ cm}^2$$

**Armatures minimales en zone tendue et en zone comprimée :**

$$A^{zt} = 0,2\% (e \times l_t) = 4,98 \text{ cm}^2$$

$$A^{zc} = 0,1\% (e \times l_c) = 2,82 \text{ cm}^2$$

**Armatures minimales dans tout le voile :**

$$A_{\min} = 0,15\% (e \times l) = 11,7 \text{ cm}^2$$

**Espacement des barres verticales :**

$$- S_t \leq \text{Min}(1,5e ; 300) \text{ Soit : } S_t = 30 \text{ cm}$$

**Armatures horizontales :**

$$\frac{Ah}{b_0 \cdot St} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 \times k \times f_{t28})}{0,9 \times f_{t28}}$$

$$\tau_u = (1,4 \times V) / (e \times d) = (1,4 \times 209,19 \times 10^3) / (0,3 \times 2,55) = 0,382 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u$$

**Espacement horizontales :**

$$- S_t \leq \text{Min}(1,5e ; 300) \text{ Soit : } S_t = 30 \text{ cm}$$



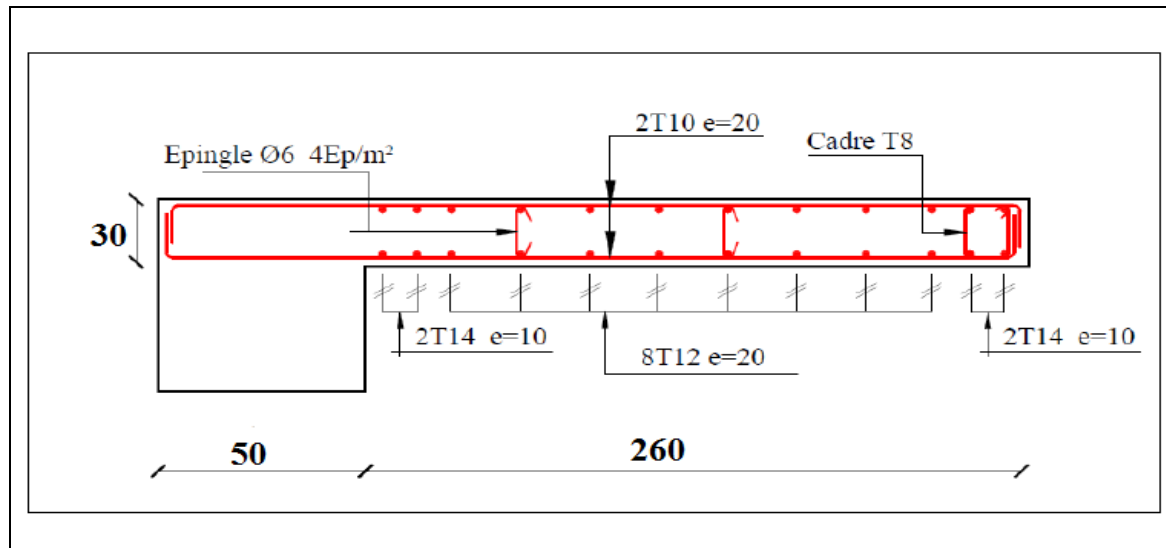
$$A_h \geq \frac{\gamma_s \times b_0 \times St}{0,9 \times f_e} = 0,95 \text{ cm}^2 \quad \text{On a : } A_h > A_{h \min} = \frac{0,4 \times e \times St}{f_e} = 0,9 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures:**

Armatures verticales en zone tendue  $A^z = 4\text{HA}14 + 8\text{HA}12 = 15,21 \text{ cm}^2$

Armatures horizontales en zone tendue :  $A = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Schéma de ferrailage du voile Vy1 :



**Figure IV.12** : Schéma de ferrailage du voile Vy1

**Conclusion**

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par les BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS2016. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS 2016.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

# Chapitre V

## Introduction

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0,00m c'est l'ensemble des éléments, elle a pour objectif la transmission des différentes charges venues de la superstructure vers sol, cette transmission peut se faire par un contacte directe (semelles posées directement sur le sol  $\Rightarrow$  fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux  $\Rightarrow$  fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes déshabilité et résistance peut assurée :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

## V.1. Etude des fondations

### V.1.1. Les différents types de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont:

- $D/B \leq 6$  : fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale)
- $6 < D/B < 10$  : fondation semi profond (puits)
- $D/B \geq 10$  : fondation profonde (pieu .....)

### V.1.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles ( $D=2,5m \leq B \times 6$ ). Ensuite pour le choix du type 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.

### V.1.3. Capacité portante du sol d'assise

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol « 219 logements promotion SARL SIDIA à sidi aich » ont permis de conclure les résultats suivants :

- Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pédrographes a enregistré des résistances de pointe forte en surface.

➤ Après essai et calcul on a pus déterminer les caractéristiques suivant :

D (encrage)=2,5m ;  $Q_{adm}=2,20$  bar (contrainte admissible) ;  $C=0\text{KN/m}^2$ (Cohésion) ;

$\gamma=18 \text{ KN/m}^3$ (Poids volumique) ;  $\theta =25^\circ$  (angle de frottement interne)

**V.1.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles**

**V.1.4.1. semelles isolées**

**A/Combinaisons d'actions à considérer**

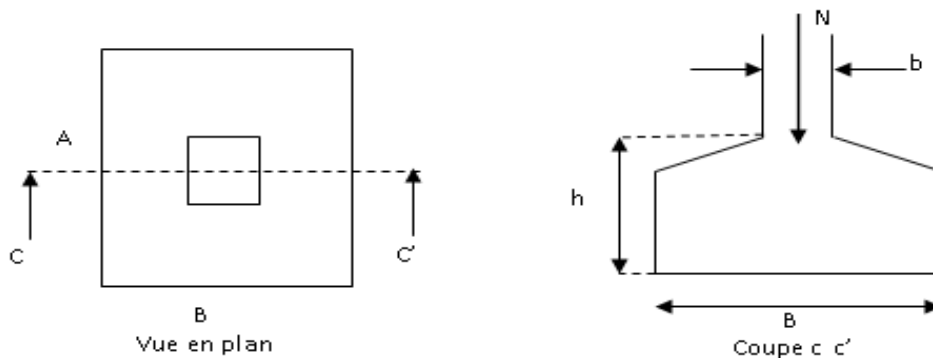
D'après le **RPA99/Version 2003**(Article 10.1.4.1)les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

La vérification à faire est :  $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots(1)$

$N=3182,90\text{KN}$  (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel SAP 2000V15)

Donne :



**Figure V.1** Vue d'une semelle isolée

On a une semelle et un poteau homothétique :  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

on remplace la valeur de A donné (1) ce qui donne :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.5}{0.5} \times \frac{2113.41}{220}} = 3,09\text{m}$$

$L_{min}$  (entre axe de poteaux) = 3,20 m ; On remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est exclure.

**V .1.4.2. Vérification des semelles filantes**

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux  $N_1, N_2, N_3, N_4, N_5$

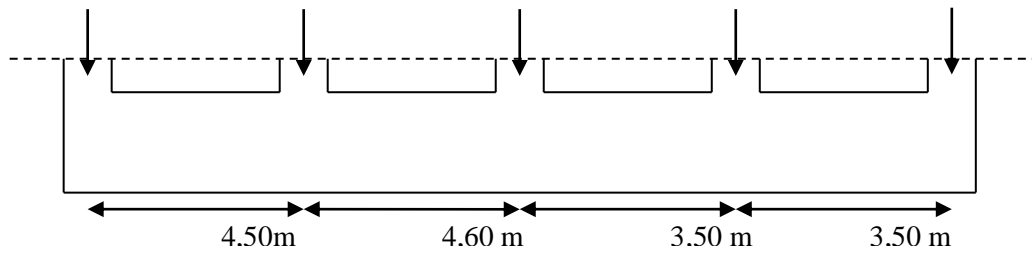


Figure V.2 Semelle filante

Avec : 
$$N = \sum_{i=1}^{i=5} = 245,5 + 1164,36 + 2113,41 + 1650,2 + 1062,91 = 6236,38 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{6236,38 \times 10^{-3} \times 1,1}{0,22 \times 16,90} = 1,85 \text{ m}$$

**Remarque :**

On remarque qu'avec un B=1,85m ;il y a un risque de chevauchement donc on opte pour un radier général.

**V .1.4.3. Radier général nervuré**

**1. Pré dimensionnement**

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

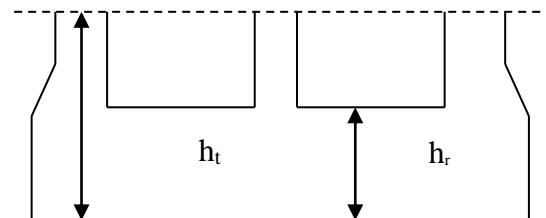


Figure V.3 Dimension du radier.

$h_t$ : hauteur des nervures ;  $h_r$ : hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs  $L_{max}=5\text{m}$

Ce qui donne :  $h_t \geq 50\text{cm}$

$$h_r \geq 25\text{cm}$$

➤ **La condition de rigidité**

Pour un radier rigide, il faut que  $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$  avec  $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$

$L_e$  : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen ( $\sigma_{adm} = 2.2 \text{ bar}$ )  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,38m$$

Donc :  $h_t \geq 0,38m$

- Surface du radier :  $S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{53525,93}{220} = 243,299m^2$

Avec  $N_{\text{tot}} = N_{\text{super}} + N_{\text{infra}}$  ;

$$N_{\text{tot}} = 46575 + 6950,93 = 53525,93KN$$

$$S_{\text{radier}} = 243,299m^2 \leq S_{\text{bâtiment}} = 502,775m^2 \Rightarrow \text{le radier est sans débord.}$$

On opte pour  $S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}}$

➤ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} \quad (I)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max} \times 1m}{2 \times S_{\text{radier}}} \Rightarrow V_d = \frac{2919,58 \times 5 \times 1}{2 \times 502,775} = 14,52KN$$

$$\text{de (I)} \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{1,25} = \frac{14,52 \times 10^{-3} \times 1}{1,25} = 0,012m$$

A partir des ces trois conditions on opte pour :

–  $h_t = 75cm$  pour les nervures du radier.

–  $h_r = 35cm$  pour la dalle du radier.

La surface du radier  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 502,77m^2$

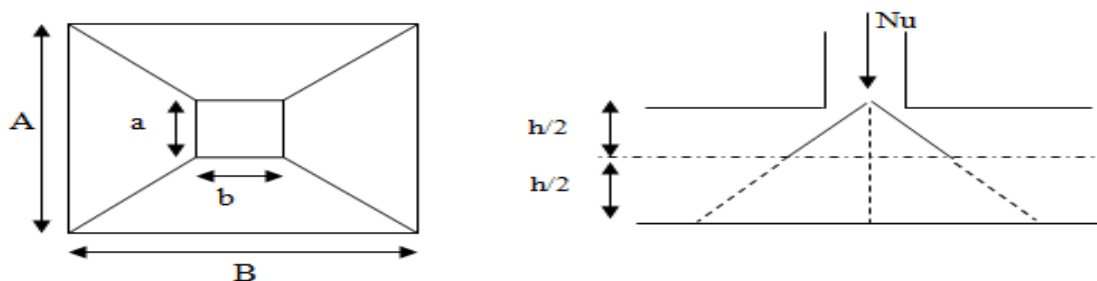


Figure V.4 Zone de contact poteau- radier

## 2. Les vérifications :

### ➤ Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que :  $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  ..... BAEL99 (article A.5.2,41)

Avec  $N_d$  : L'effort normal de calcul.

$h_t$  : l'épaisseur du radier.

$U_c$  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$a = 0,5\text{m.} \quad ; \quad b = 0,5\text{m.}$$

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec : } \begin{cases} A = a + h_t = 0,5 + 0,75 = 1,25 \\ B = b + h_t = 0,5 + 0,75 = 1,25 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5\text{m}$$

$$N_d = 2,919\text{MN} \leq 0,045 \times 5 \times 0,75 \times \frac{25}{1,15} = 3,67\text{MN} \text{ Vérifiée (pas d'armatures d'effort tranchant)}$$

### ➤ Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal Il faut vérifier que :

$$M_x = 47,3389 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_y = 65,8622 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{sol}} ; \quad \sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times e \quad \text{dans les deux sens}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

$M_y, M_x$  : Moment sismique à la base tiré du logiciel ETABS

#### • Dans le sens x-x

$$\sigma_{\max} = \frac{53,52593}{502,775} + \frac{47,3389}{11966,5} \times 8,45 = 0,13\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{53,52593}{502,77} - \frac{65,8622}{11966,3} \times 8,45 = 0,06\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,095\text{MPa} < 0,22\text{MPa}$$

#### • Dans le sens y-y

$$\sigma_{\max} = \frac{53,5259}{502,77} + \frac{47,3389}{37082,3} \times 14,88 = 0,12\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{53,5259}{502,77} - \frac{65,8622}{37082,3} \times 14,88 = 0,08\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,1\text{MPa} < 0,22\text{MPa}$$

Remarque : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{47,3389}{53,525} = 0,88m < \frac{29,75}{4} = 7,43m$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{65,8622}{53,525} = 1,23m < \frac{16,90}{4} = 4,22m$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut s'assurer que :  $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec :

$N = 46575 \text{ KN}$  (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 3,8 \text{ m}$ , la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1,15$  (coefficient de sécurité).

$S_{rad} := 502,775 \text{ m}^2$  (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique d'eau)

On trouve :

$$N = 46575 \text{ KN} \geq 1,15 \times 3,8 \times 502,775 \times 10 = 2197,1049 \text{ KN} \dots \text{ vérifiée.}$$

Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussé hydrostatique de l'eau.

**3. Ferrailage du radier**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple. Le calcul se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et

On adoptera le même ferrailage pour les autres.

$$L_x = 4,6 - 0,5 = 4,1 \text{ m et } L_y = 5 - 0,5 = 4,5 \text{ m.}$$

Soit :  $P_r$  le poids propre du radier

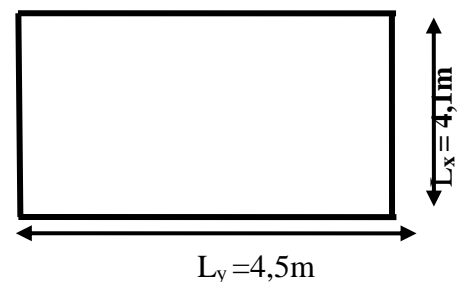
$$P_r = \rho \times e \times s = 25 \times 0,35 \times 502,775 = 4399,28 \text{ KN.}$$

$$P_{ner} = \rho \times b_{pot} \times L_{tot} \times L_{max} = 25 \times 0,5 \times (16,9 \times 4,6 + 29,75 \times 5) = 2831,12 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{75150,57}{502,77} \Rightarrow q_u = 149,47 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow \frac{54655,80}{502,77} = 108,71 \text{ KN/m}^2$$



**V.5:** Dalle sur quatre appuis.



Avec :  $N_u = N_{sup} + 1,35(P_{rad} + P_{ner}) = 64242,26 + 1,35(4399,775 + 3680,46) = 75150,57 \text{KN}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,1}{4,5} = 0,91 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

### L'ELU

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0447 \\ \mu_y = 0,8036 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0447 \times 149,47 \times 4,1^2 = 112,31 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,8036 \times 112,31 = 90,25 \text{KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 95,46 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 76,71 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_x = -56,15 \text{KN.m} \\ M_a^y = -0,5 \times M_y = -45,12 \text{KN.m} \end{cases}$$

### L'ELS

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0518 \\ \mu_y = 0,8646 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0518 \times 108,71 \times 4,1^2 = 94,66 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,8646 \times 94,66 = 81,84 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 80,46 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 69,56 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_x = -47,33 \text{KN.m} \\ M_a^y = -0,5 \times M_y = -40,92 \text{KN.m} \end{cases}$$

#### ➤ Ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0,35) \text{m}^2$

#### ➤ Calcul de $A_{min}$

$$\left. \begin{matrix} e > 12 \text{cm} \\ \rho \geq 0,4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 b e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 0,0008 \times \left( \frac{3-0,91}{2} \right) \times 100 \times 35 = 2,92 \text{cm}^2 \\ A_{min}^y = 0,0008 \times 100 \times 35 = 2,8 \text{cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Espacement des armatures**

Pour les deux sens :  $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.1:** Ferrailage du radier

Position	Sens	$M_u$ KN.m	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{\text{Choisie}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
En travée	Selon x	95,46	2,92	7,57	5HA14=7,7	14
	Selon y	76,71	2,8	4,96	5HA14=7,7	15
En appuis	Selon x	-56,15	2,92	2,03	5HA12=5,65	20
	Selon y	-45,12	2,8	4,51	5HA12=5,65	20

**L'ELS**

• **Vérification de la contrainte du béton**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2** Vérifications des contraintes du béton et l'acier.

Position	Sens	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma'_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{st}$ (Mpa)	$\sigma'_{st}$ (Mpa)	Observation
En travée	X-X	80,46	1,33	15	116,25	201,633	vérifiée
	Y-Y	69,56	1,27	15	124,89	201,633	vérifiée
En appuis	X-X	-47,33	0,86	15	84,97	201,633	vérifiée
	Y-Y	-40,92	0,71	15	65,51	201,633	vérifiée

**4. Ferrailage des nervures**

La nervure est une poutre encrée dans les fondations sollicitée par son poids propre et la charge transmise par le radier celle-ci dépend de type de rupture de la dalle.

Le rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges

transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, en prenant le cas le plus défavorable.  $l_{\max} = 4,9m$

**Cas de charge équivalent**

➤ **Cas de charges triangulaires : cas de plusieurs charges :**  $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum_{i=1}^n l_{xi}^2}{\sum_{i=1}^n l_{xi}}$

➤ **Cas d'une seule charge :**  $q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$  et  $q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$

➤ **Cas de charges trapézoïdales :**  $q_m = \frac{p}{2} \times \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd}$

$$q_v = \frac{p}{2} \times \left(1 - \frac{\rho_g}{3}\right) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times \left(1 - \frac{\rho_d}{3}\right) \times l_{xd}$$

sachant que ;  $p = \frac{N}{S_{radier}}$  ; avec  $N = N_u + N_{radier}$

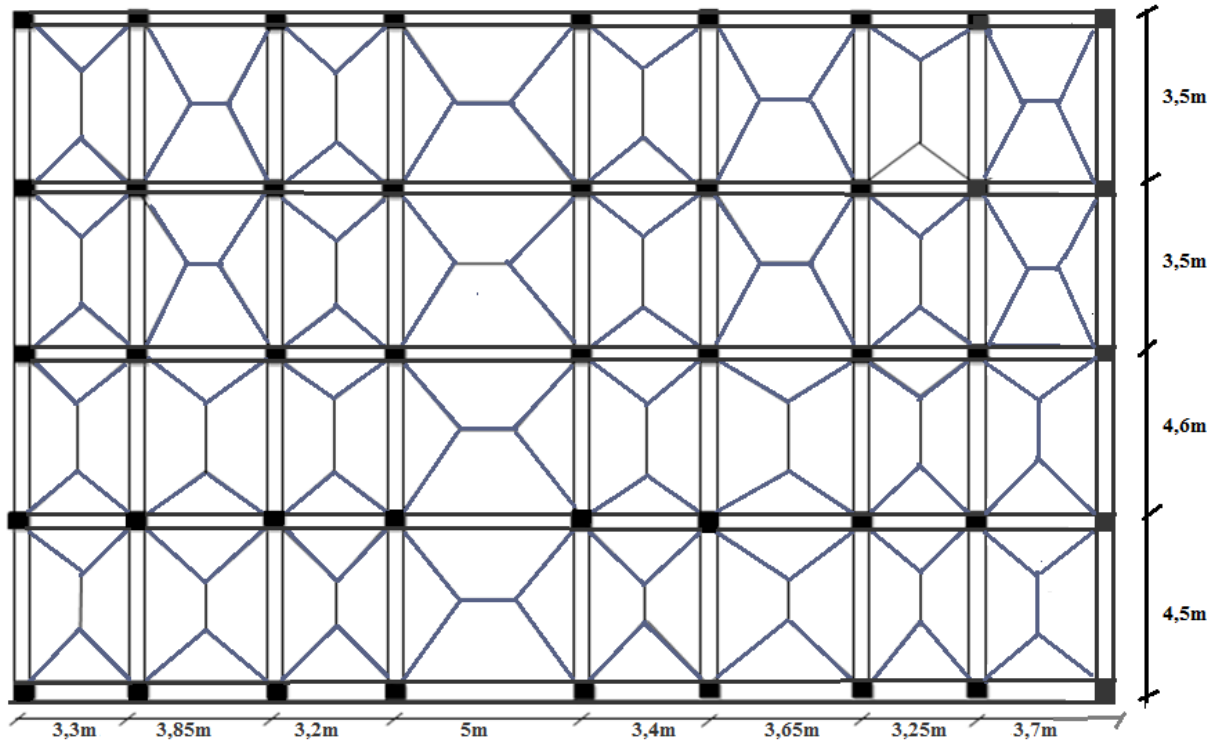


Figure V.6: Schéma de rupture des dalles du radier

➤ **Calcul des sollicitations :** le calcul des nervure ce fait de la même manier que la poutrelle (ferraillé en flexion simple).

• **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :  $M_a = 0.15 \times M_0$  Avec  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

• **Moments en travée**

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

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

$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure le plus sollicitée.

• Sens y-y

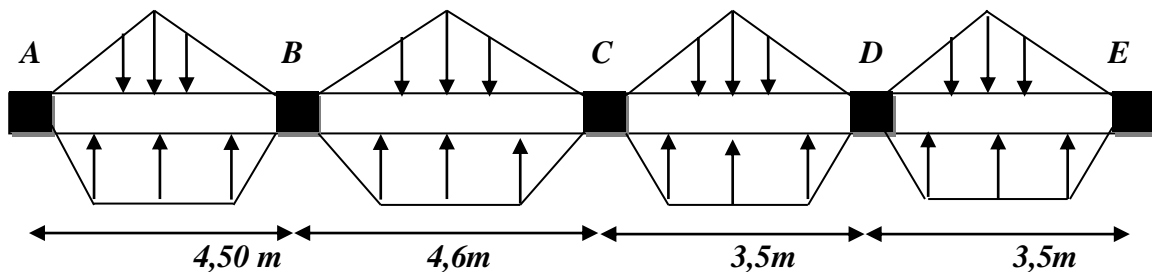


Figure. V. 7: Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

Tableau. V. 3: Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

Travée	P (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		X <sub>0</sub> (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
		M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	450,876	0	-816,07	1,58	561,43
B-C	474,918	-816,07	-604,02	2,4	548,35
C-D	419,119	-604,02	-536,79	1,84	108,98
D-E	419,119	-536,79	0	2,16	437,10

• Sens X-X

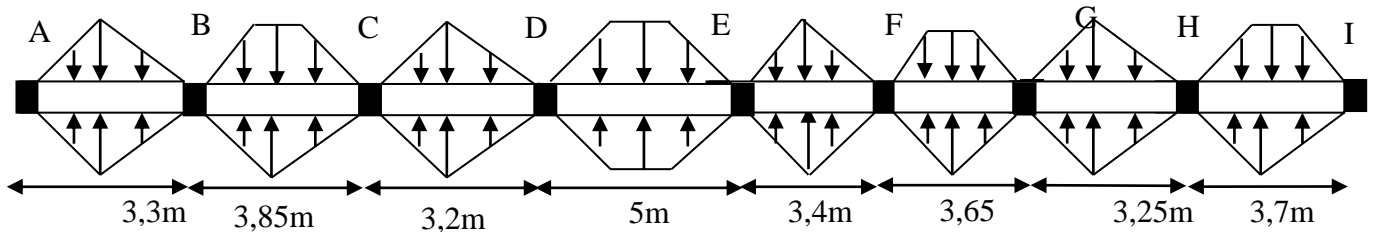


Figure. V. 8: Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

Tableau. V. 4: Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

Travée	P (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		X (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
		M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	341,62	0	-435,59	1,264	272,74
B-C	398,557	-435,59	-362,1161	1,95	321,01
C-D	341,62	-362,116	-634,2994	1,409	-23,22
D-E	482,808	-634,2949	-634,2949	2,45	814,73
E-F	341,62	-634,2949	-362,1161	1,89	-23,22
F-G	398,557	-362,1126	-420,9489	1,86	328,16
G-H	375,782	-420,9489	-731,1269	1,4	-52,75
H-I	455,493	-731,1269	0	2,52	718,93

**Moments défavorable A L'ELS :**

**Tableau V.5** Sollicitations à l'ELS

Sens	Localisation	M (KN.m)
X-X	Travée	410,236
	Appui	-681,034
Y-Y	Travée	491,187
	Appui	-610,147

• **Ferraillage**

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$h = 75\text{cm}$

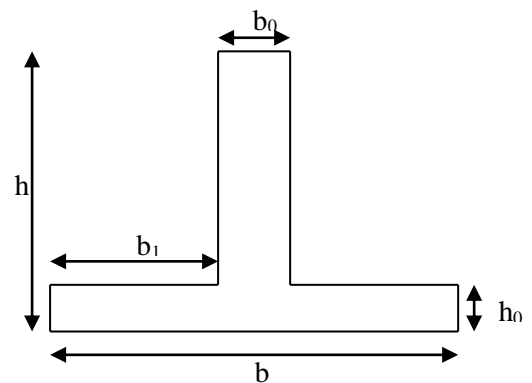
$h_0 = 35\text{cm}$

$b_0 = 60\text{cm}$

$b \leq 2 \times \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) + b_0$

$\Rightarrow \text{Sens } x; b \leq \min\left(\frac{2,7}{10}; \frac{4,3}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,4\text{m.}$

$\Rightarrow \text{Sens } y; b \leq \min\left(\frac{3}{10}; \frac{4}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1\text{m.}$



**Figure. V. 9:** Section à ferrailer.

**Remarque :** Le ferraillage des nervures en appuis est comme une section rectangulaire ( $b \times h$ ). mais la section a prendre en travée est une section en T.

Les résultats du ferraillage sont résumés dans les tableaux suivant :

**Tableau V.6** Résumé des résultats du ferraillage des nervures

Sens	Localisation	M(KN.m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$	Choix
X-X	Travée	814,73	35,00	11,83	37,70	12HA20
	Appui	-731,13	33,24	5,07	35,44	10HA20+2HA16
Y-Y	Travée	561,43	24,08	8,45	26,39	2HA20+10HA16
	Appui	-816,07	37,64	5,07	37,70	12HA20

➤ **Les Vérifications**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_1 = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} = 0,3758 MN; \quad V_2 = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} = 0,754 MN$$

$$V = \max(V_1, V_2) \Rightarrow V = 0,7545 MN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b \times d} = 1,478 MPa < 2,5 MPa.$$

- **Armatures transversales**

$$\Phi_t \geq \min(b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

$$\Phi_t \geq \min(6 \text{ mm}; 2,41 \text{ mm}; 16 \text{ mm}) = 6 \text{ mm} \quad \text{On adopte a un étrier } \Phi 10.$$

- **Espacement des aciers transversaux**

$$\text{Soit : } A_t = 3,14 \text{ cm}^2 = 4T10$$

$$St \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St = \min(76,5; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{3,14 \times 400}{0,4 \times 60} = 52,33 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = 19,75 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures de peau :**

D'après le CBA (Article A.7.3), on doit mettre des armatures de peau de section  $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$  par la hauteur des nervures.

Nous avons:  $h_n = 75 \text{ cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 0,75 = 2,25 \text{ cm}^2$ . On adopt 2HA14 =  $3,08 \text{ cm}^2/\text{face}$ .

- **Vérification des contraintes** Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7** Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_b(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Obs
X-X	Travée	410,236	4,61	15	171,89	201,63	vérifiée
	Appui	681,034	13,59	15	315,79	201,63	Non vérifiée
Y-Y	Travée	491,187	7,79	15	293,77	201,63	Non vérifiée
	Appui	610,147	11,94	15	266,94	201,63	Non vérifiée

Recalcule à L'ELS :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.8** Nouvelles sections d'acier adoptées à l'ELS.

Position	Sens	$M_{ser}$ KN.m	$A_{ELU}$ ( $cm^2/ml$ )	$A_{SER}$ ( $cm^2/ml$ )	$A_{choisie}$ ( $cm^2/ml$ )
En travée	Selon y	491,187	26,39	39,20	2HA25+10HA20=41,24
En appui	Selon x	681,034	35,44	57,25	12HA25=58,9
	Selon y	610,147	37,70	50,9	8HA25+4HA20=51,84

Schémas de ferrailage des nervures

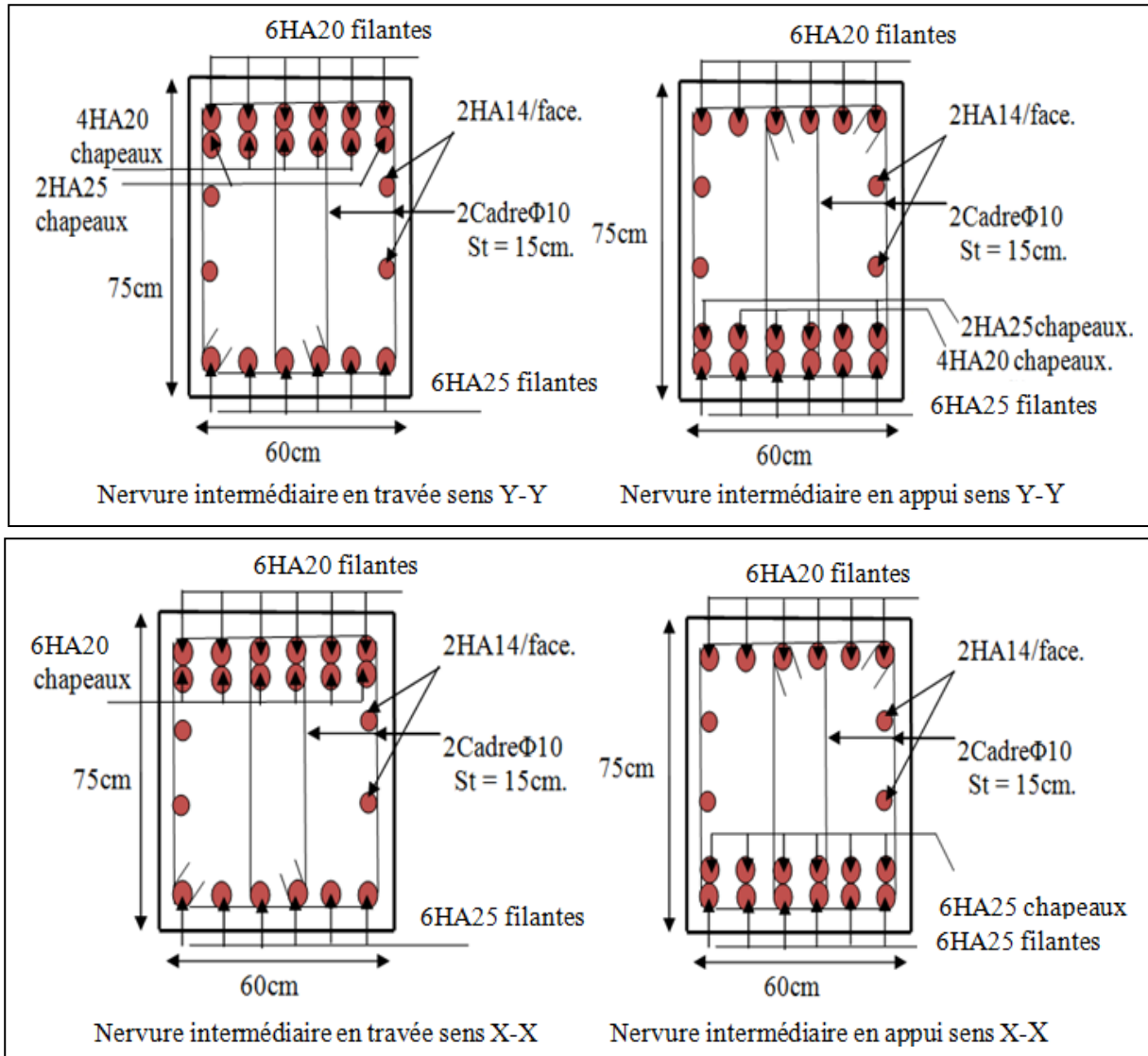


Figure. V. 10: Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens.

V.2 Voile périphérique

### Introduction

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante

### Caractéristiques des voiles

- Hauteur :  $h=3,8\text{m}$ .
- Epaisseur :  $e=30\text{cm}$ .

### Caractéristiques du sol

- Poids spécifique :  $\gamma = 18\text{KN/m}^3$
- angle de frottement :  $\varphi = 25^\circ$
- Cohésion :  $C=0 \text{ KN/m}^2$

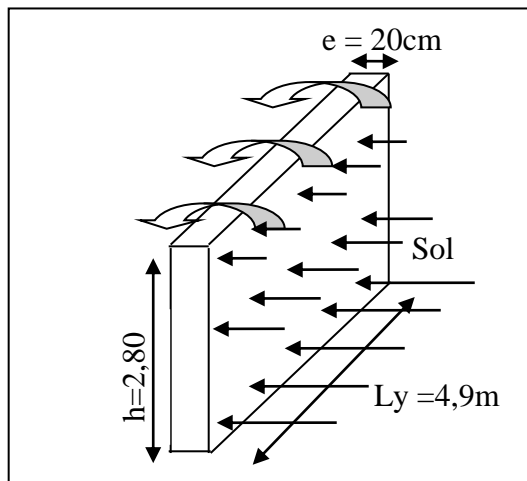


Figure V.12 : Schéma du mur périphérique

### Méthode de calcul

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque coté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à  $10 \text{ KN/m}^2$

### .Sollicitations

#### a) Poussée des terres

$$G = \gamma \times h \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow G = \gamma \times h \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 18 \times 2,8 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 20,45 \text{ KN/m}^2$$

#### b) Charge due à la surcharge

$$Q = q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 4,06 \text{ KN/m}^2$$

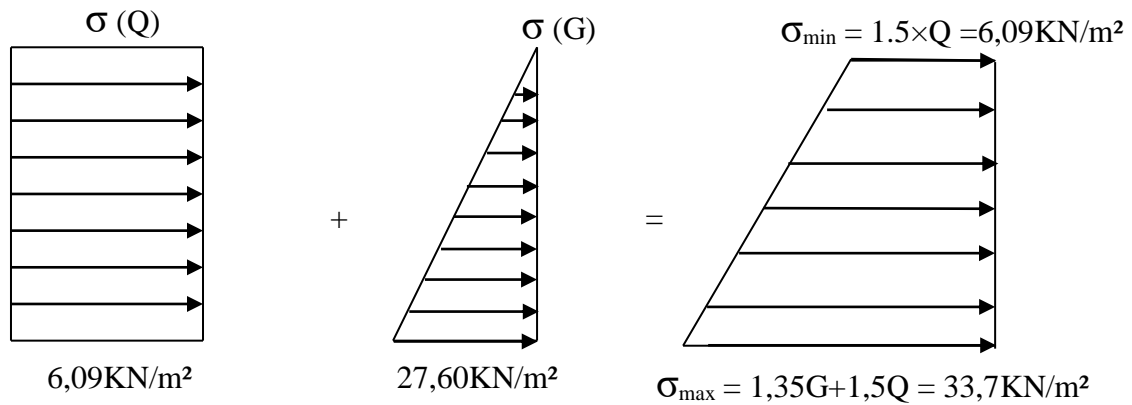
### Ferraillage

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

### Calcul à l'ELU

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 33,7 \text{ KN/m}$$





**Figure. V.13:** Diagramme des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$L_x = 3,8m$  ;  $L_y = 5m$  ;  $e = 30cm$  ;  $b = 100cm$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 26,8KN / m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 26,8KN / ml$$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,76 > 0,4 \Rightarrow$  Le panneau travaille dans les deux sens.

$\begin{cases} \mu_x = 0,0608 \\ \mu_y = 0,5274 \end{cases}$  .....(Annexe II)

$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0608 \times 26,8 \times 3,8^2 = 22,65KN.m \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,5274 \times 22,65 = 11,95KN.m \end{cases}$

• **Moment en travée**

$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 19,25KN.m \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 10,05KN.m \end{cases}$

• **Moment en appui**

$M_{ap} = -0,5 \times M_x = -11,32KN.m$

**Armatures //  $L_x$ :**  $St \leq \min(2e, 25cm) = 20cm$

Soit :  $St = 20cm$

**Armatures //  $L_y$ :**  $St \leq \min(2e, 25cm) = 25cm$

Soit :  $St = 25cm$

**Vérifications**

**A L'ELU:**

• **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0,76 > 0,4$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \quad ; \quad \rho_0 = 0,0008 \dots \dots \dots \text{pour Fe 400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,57) \times 100 \times 20 = 1,944 \text{cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{cm}^2$$

$$A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 2,5 \text{MPa.}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{26,8 \times 2,8}{2} \times \frac{4,9^4}{2,8^4 + 4,9^4} = 33,9 \text{KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{26,8 \times 4,9}{2} \times \frac{2,8^4}{2,8^4 + 4,9^4} = 6,32 \text{KN.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \tau_{ux} = \frac{33,9 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,19 \text{MPa} < 2,5 \text{MPa} & \text{La condition est vérifiée.} \\ \tau_{uy} = \frac{6,32 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,037 < 2,5 \text{MPa} & \text{La condition est vérifiée} \end{cases}$$

**Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{max} = G + Q = 20,45 + 4,06 = 24,51 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{min} = 4,06 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 19,4 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ml} = 19,4 \text{KN/m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0612 \\ \mu_y = 0,6580 \end{cases} \dots \dots \dots \text{(Annexe II).}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0910 \times 19,4 \times 3,8^2 = 17,14 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,6580 \times 17,14 = 11,28 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travée**  $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 14,57 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 9,59 \text{KN.m} \end{cases}$
- **Moments en appui**  $M_a^x = M_a^y = 0,5 \times M_x = -7,28 \text{KN.m}$

**Vérification des contraintes**

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

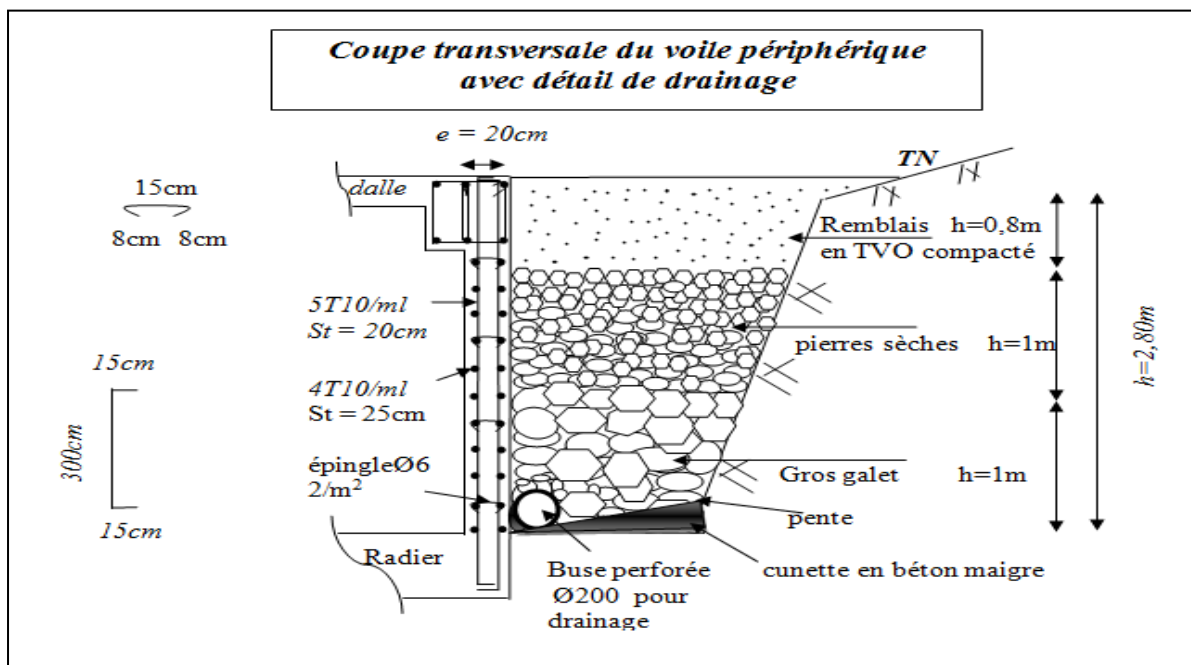
$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.9** Vérifications des contraintes dans le voile périphérique.

	Sens	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	X-X	3,82	15	190,65	201,63
	Y-Y	1,82	15	103,1	201,63
Appui		2,46	15	139,34	201,63

❖ Schéma statique d'un voile périphérique



**Figure. V.11:** schéma du voile périphérique avec détail de drainage.

**Conclusion**

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. La même raisons dans le cas de semelle filante. Nous avons adopté un radier nervuré ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 35cm

Sections des nervures ;  $(b \cdot h) = (60 \cdot 75) \text{ cm}^2$ .

# **Conclusion générale**

### Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en portiques contreventée par voiles.

Les conclusions auxquelles on a abouti dans se travail, sont résumées dans les points suivants :

- Le pré dimensionnement des éléments structuraux est une étape primordiale à la modélisation
- 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 et dans la plus part des cas est déterminer pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P-delta).

Enfin, l'objectif principale de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optique qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

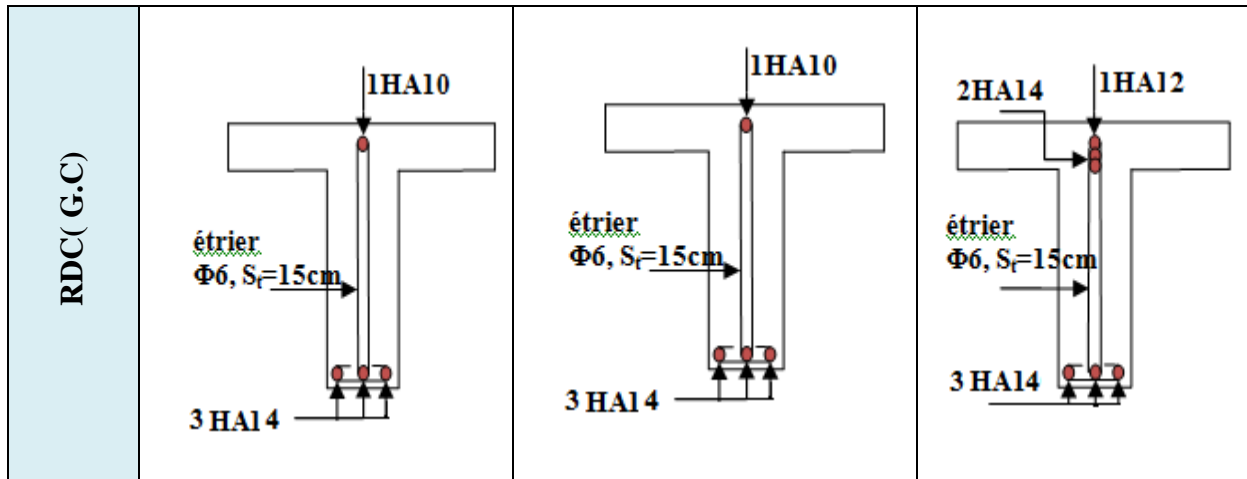
# **Annexe**

# ANNEXE

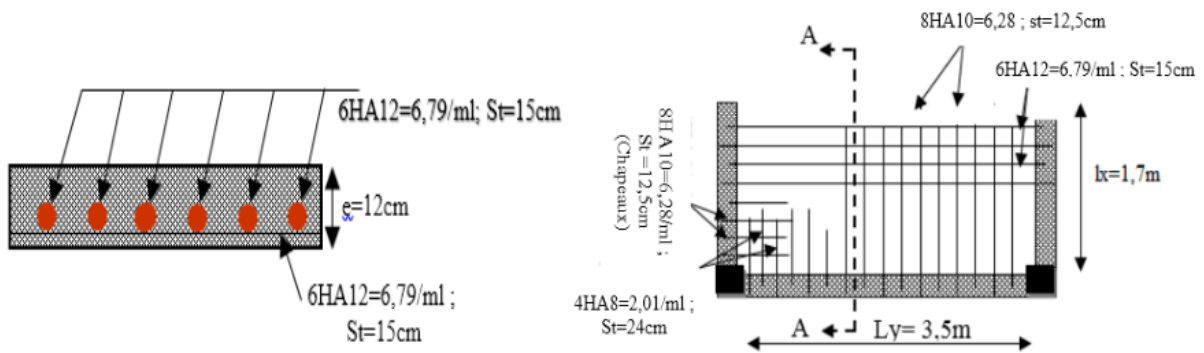
Figure .1. Schémas de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible(2)			/
Terrasse inaccessible( 1)			
Étage courant			
1 <sup>er</sup> étage service			

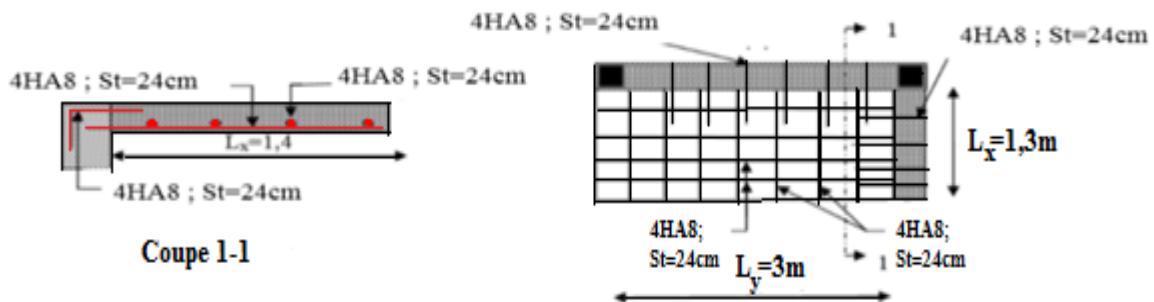




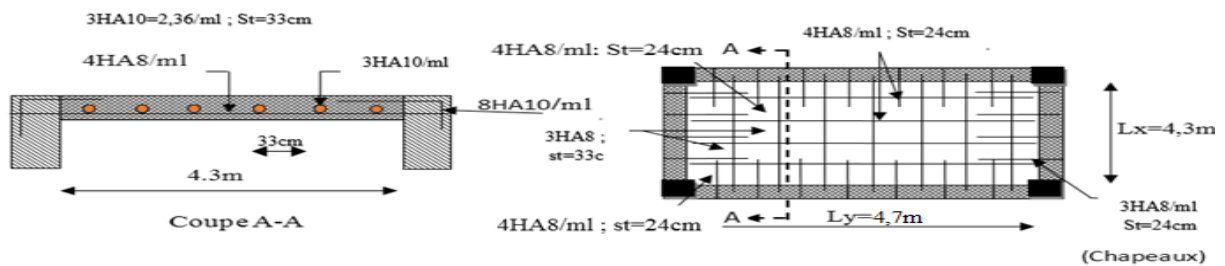
**Figure.2 :** Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis (balcon)



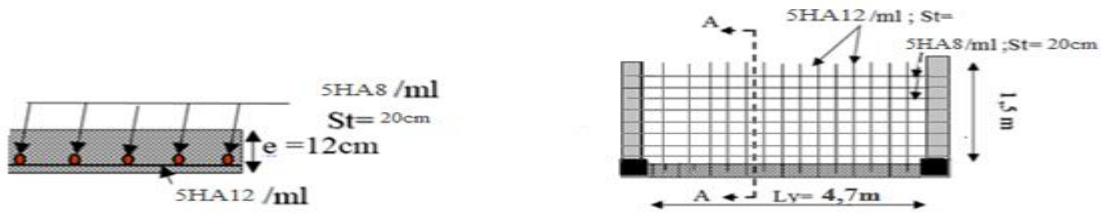
**Figure .3 :** Schéma de ferrailage du panneau D2 dalle sur 2 appuis



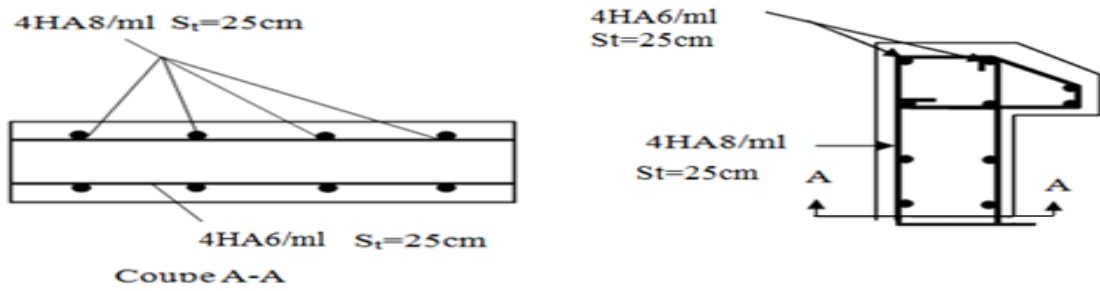
**Figure.4 :** Schéma de ferrailage du panneau D3



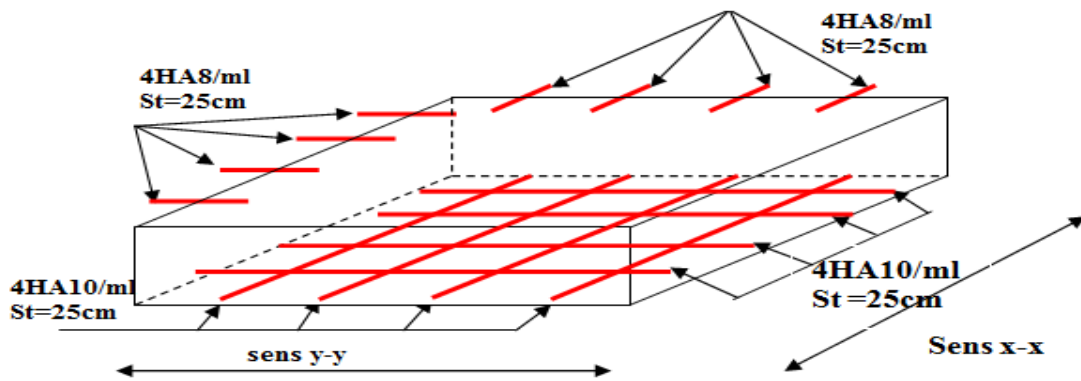
**Figure.5 :** Schéma de ferrailage du panneau D4



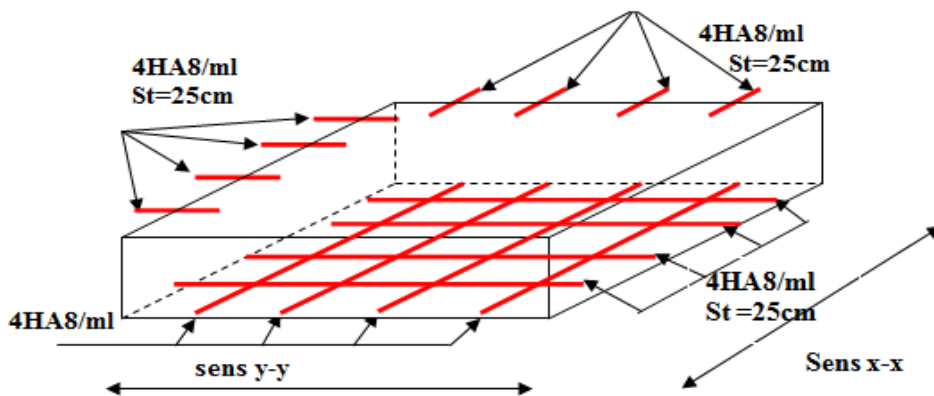
**Figure.6 :** Schéma de ferrailage de l'acrotère



**Figure.7 :** Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur



**Figure.8:** Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur



**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	0,1121	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	0,4462
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	0,7933
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	1,0000

### Caractéristiques générales

Espace libre	en simplex pour les dispositions en batterie, consulter la table T31	Multi-voies	collective, descente sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture manuelle
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	à ouverture manuelle
Distance maxi entre niveaux	255 cm		à ouverture manuelle

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN local des machines		
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
					In	Id	In	Id				
355 360	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 360	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 360	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	160 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	260	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
530	260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33500	14000	3000
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	33500	12500	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
590	260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000

☐ Symbole attribué par le Comité National de Lutte contre la Discrimination des Handicapés (association loi n° 001). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et ses annexes des handicapés circulant en hauteur (voir norme).

☐ Il n'est pas possible de donner des valeurs précises, pour le conseil d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre Coordinateur Schneider national.

# Performances & Raffinement

## Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes  
machinerie supérieure  
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de portiq	Dimensions de gainé	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	
<b>630</b> 8 pers.	1,00	2 v	Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
			ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
			Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
	1,60	2 v	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160
			ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160
			Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160
<b>1000</b> 13 pers.	1,00	2 v	Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140
			ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140
			Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140
			ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140
			Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160
			ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160
	2,50	2 v	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	190 220
			TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220
			TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320
			TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320
			TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320
			TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320
<b>1250</b> 16 pers.	1,00	2 v	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160
			ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160
			Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160
			ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160
			Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220
			TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220
<b>1600</b> 21 pers.	1,00	2 v	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160
			ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160
			Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160
			ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160
			Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220
			TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220
1,60	2 v	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	
		Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	
		Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Entrainement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. (2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sont données dans la norme NF EN 81-1/2. Les valeurs en italique sont des valeurs de documentation. ACVF = vitesse de fréquence 20 Hz, 0,33 m/s. TD 2 = Traction. TD 2 = Traction (sans vérification de traction sans gravité).

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$\frac{l_y}{l_x}$ \ $\frac{l_x}{l_y}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

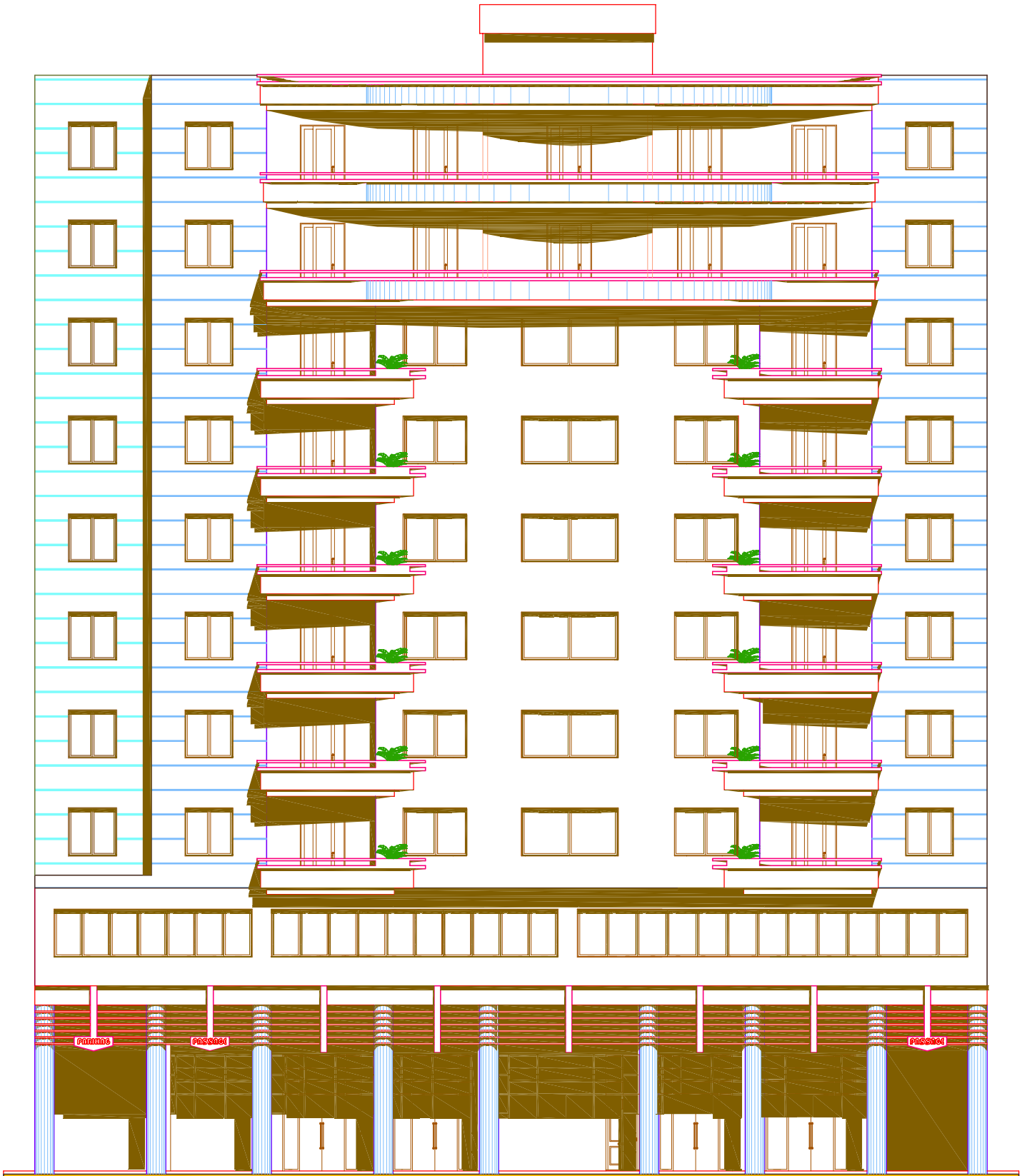
**Annexe IV**  
**Tableau des Armatures**  
**(en Cm<sup>2</sup>)**

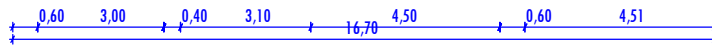
<b>Ø</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	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	14.70	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

# Les plans

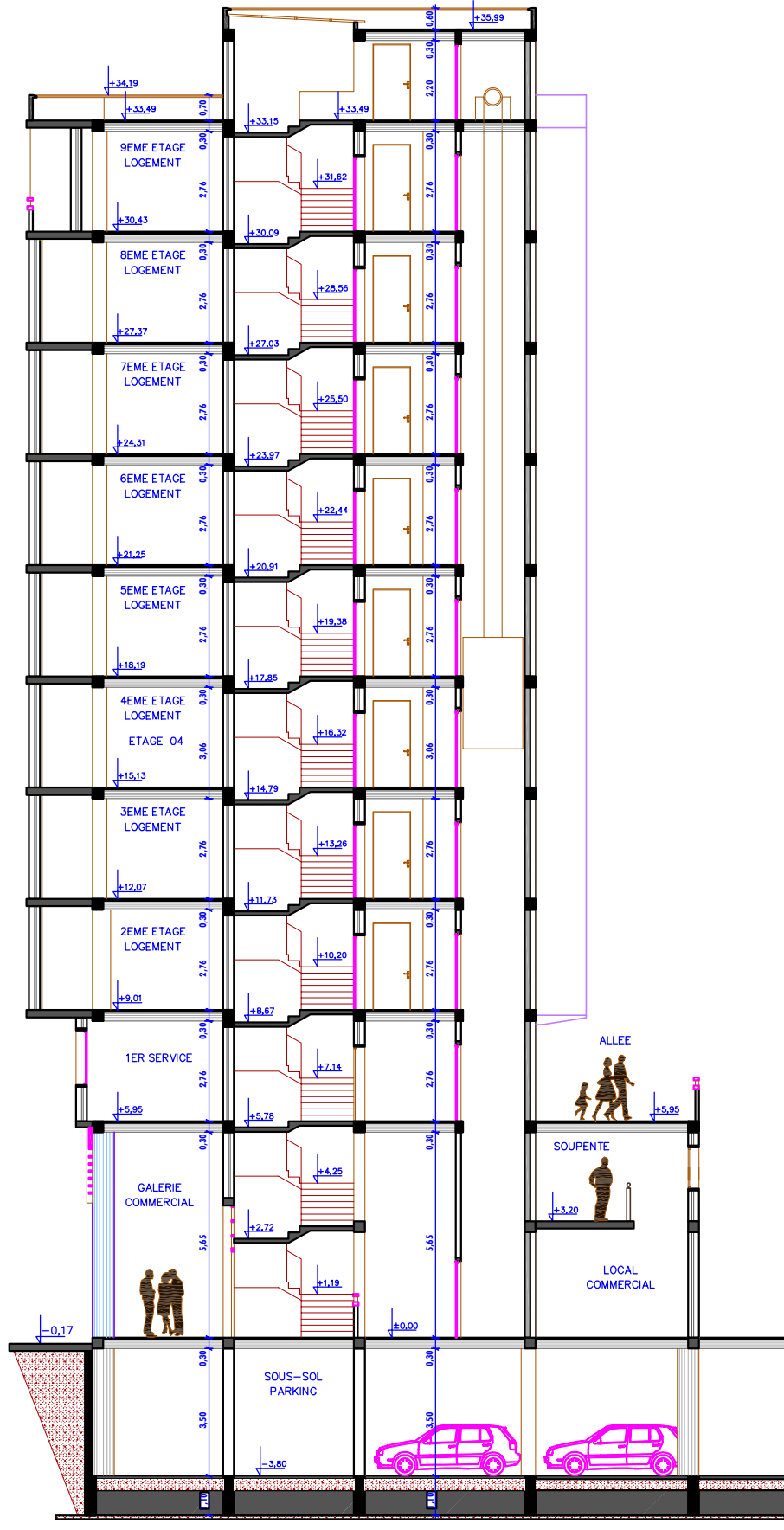


Façade principale Ech 1/50

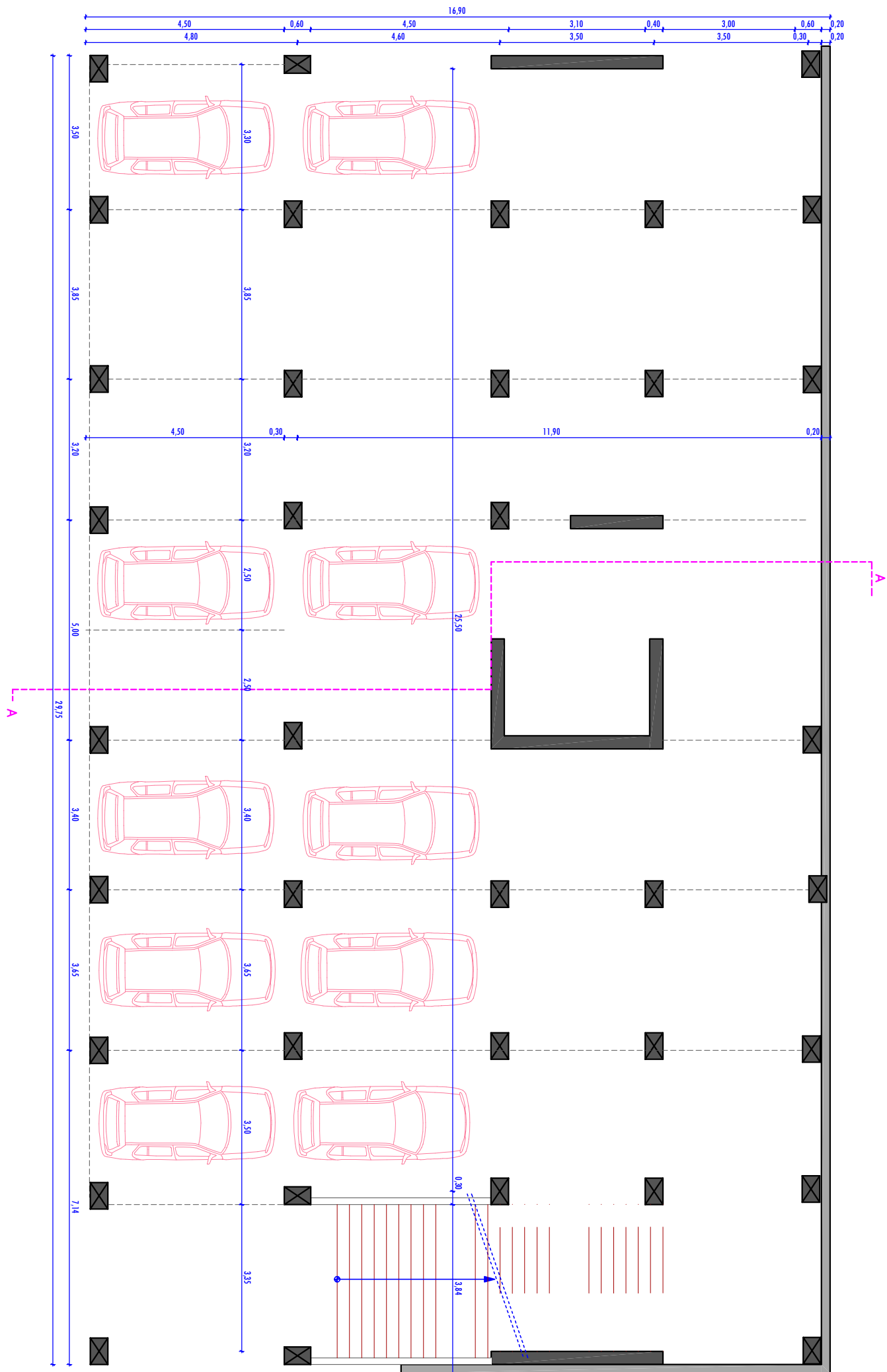


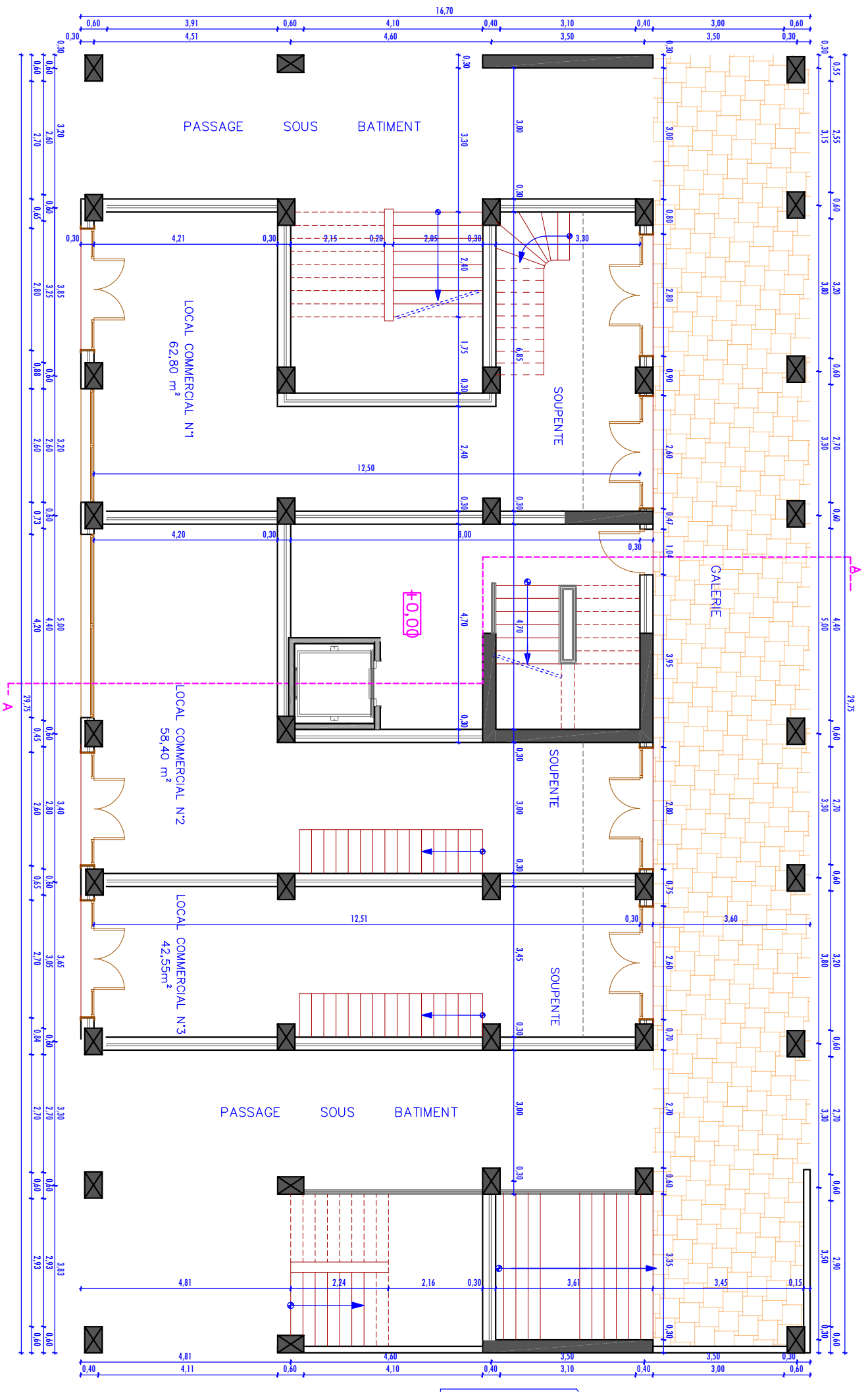


COUPE AA  
Ech 1/50

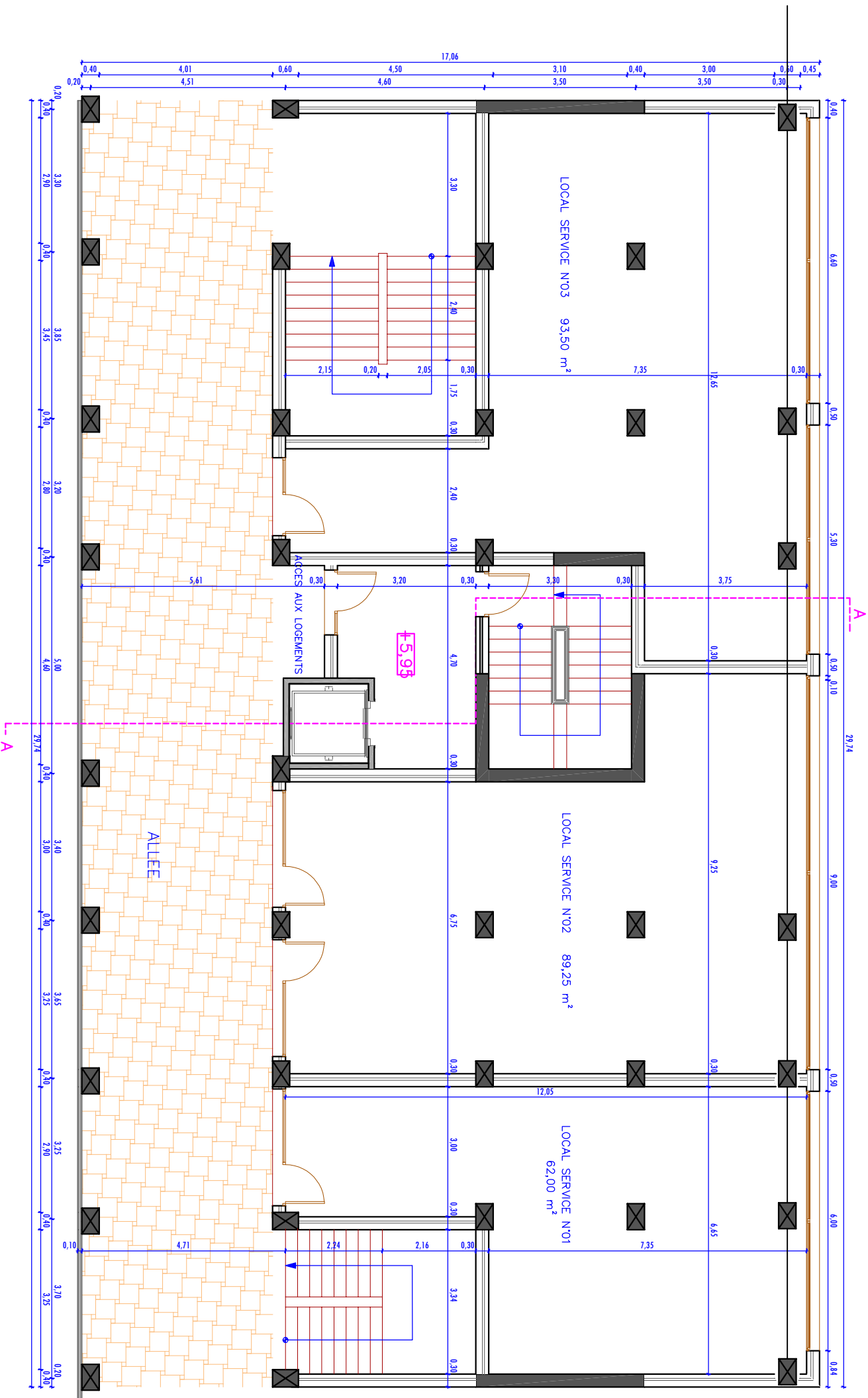


PLAN DU SOUS-SOL Ech 1/50



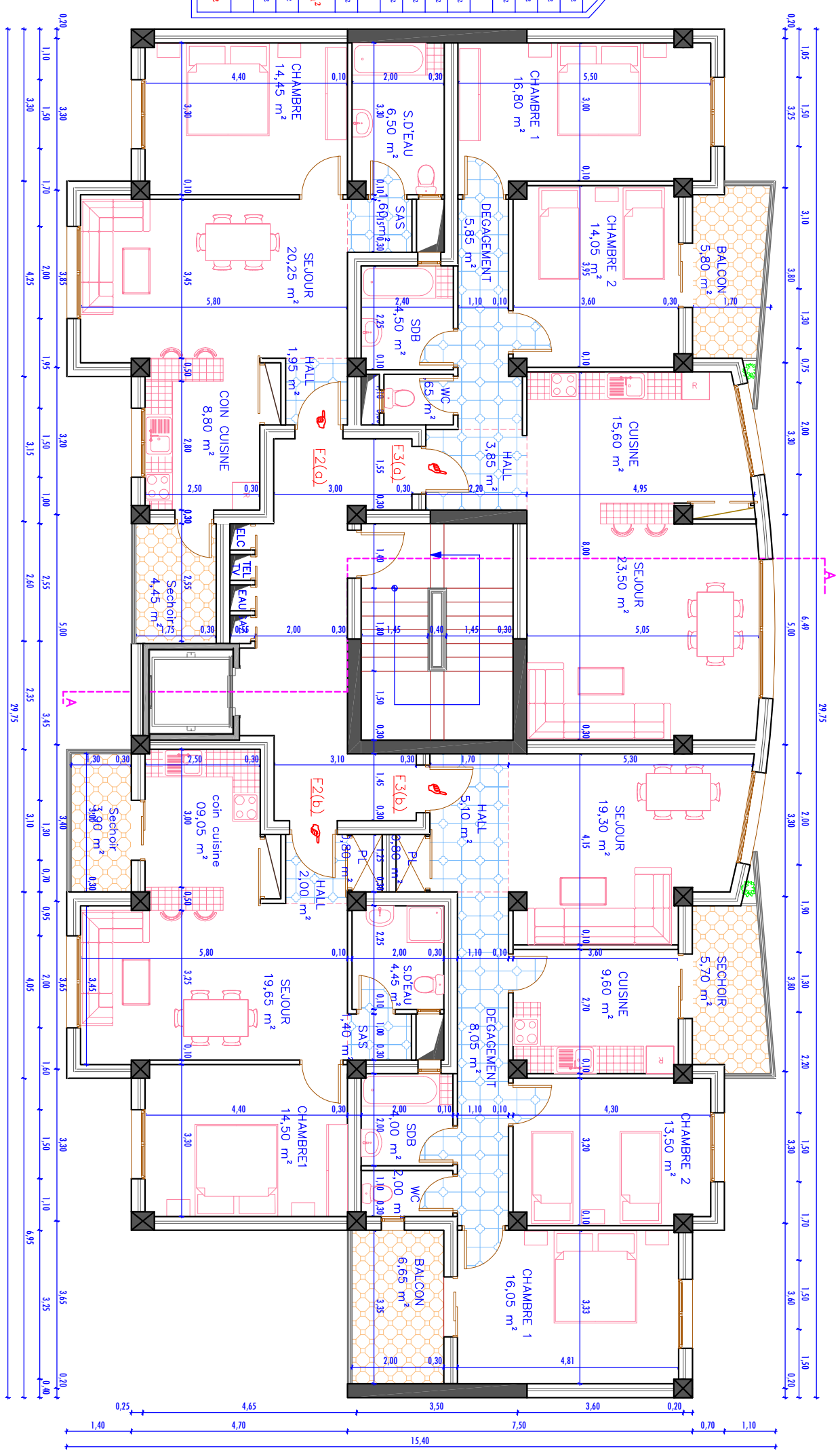


PLAN DU 1<sup>ER</sup> ETAGE Ech 1/50

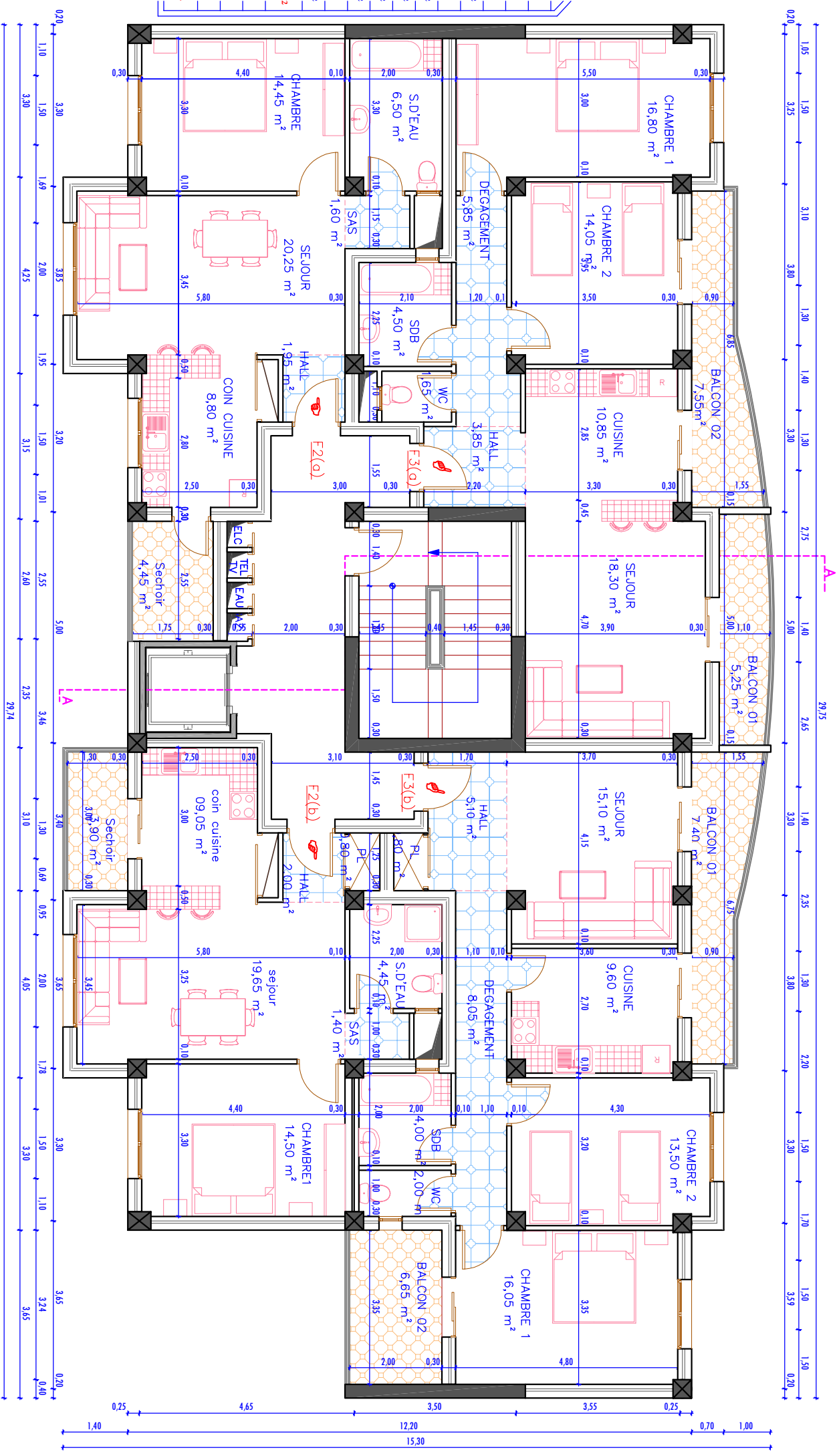




מפת תוכנית אדריכלית



# PLAN DE L'ETAGE 8 au 9 Ech 1/50





# PLAN TERRASSE Ech 1/50

