

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

**Université Abderrahmane MIRA-Bejaia**

*Faculté de la technologie*

*Département de génie civil*



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

# **Projet De Fin D'Etude**

*En Vue d'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil*

*Option : Structures*

**Thème :**

***Etude d'un bâtiment en R+8 à usage multiple  
Contreventé par un système mixte (voile-portique) avec interaction***

**Réalisé par :**

- **ABBOU Abdelmadjid**
- **AOUGHLIS Meriama**

**Soutenu le 18 Septembre 2019 devant le jury:**

- |                                   |                     |
|-----------------------------------|---------------------|
| - <b>M<sup>me</sup> BOUSSAA</b>   | <b>Présidente</b>   |
| - <b>M<sup>me</sup> AREZKI</b>    | <b>Encadreur</b>    |
| - <b>M<sup>me</sup> GUENOUNOU</b> | <b>Co-encadreur</b> |
| - <b>M<sup>r</sup> BELHAMDI</b>   | <b>Examineur</b>    |

**Année universitaire:2018-2019**

# Remerciements

*Après avoir rendu grâce à Dieu le tout Puissant et Miséricordieux, nous tenons à remercier vivement :*

*M<sup>me</sup> AREZKI Samia, notre promotrice, et M<sup>me</sup> GUENOUNOU Kahina notre Co-promotrice de nous avoir aidé et guidé durant notre projet.*

*Les membres de jury, d'avoir accepté d'examiner notre modeste travail et de soulever les différentes critiques afin d'enrichir nos connaissances.*

*Tous les enseignants et enseignantes, qu'on a eu l'occasion de côtoyer et qui nous ont formés tout au long de notre parcours universitaire.*

*M<sup>me</sup> Balache et M<sup>me</sup> Balaïd Hassiba, Pour leurs conseils et aide précieuse.*

*Nos familles, qui nous encouragent et nous soutiennent sans cesse.*

*Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

## *Symboles et Notations*

<b>Symboles</b>	<b>Notations</b>
$A', A_{ser}$	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
$A_t$	Section d'un cours d'armature transversale.
$A$	Coefficient d'accélération de zone.
$\alpha$	Coefficient de la fibre neutre.
$B$	Aire d'une section de béton.
$B_r$	Section réduite.
$b$	La largeur en générale.
$C$	Cohésion du sol.
$D$	Facteur d'amplification dynamique.
$E$	Module d'élasticité longitudinale.
$E_i$	Module de Yong instantané.
$E_v$	Module de Yong différé.
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier.
<b>ELU</b>	Etat limite ultime.
<b>ELS</b>	Etat limite de service.
$f_{bu}$	Contrainte de compression du béton.
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier.
$f_{c28}$	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
$f_{t28}$	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
$f_{ji}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
$f_{gi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
$f_{qi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
$f_{gv}$	Flèche différée due aux charges permanentes.
$\Delta f$	Fleche totale.
$\Delta f_{adm}$	Fleche admissible.
<b>G</b>	Charges permanentes.
<b>H</b>	Hauteur.
$h_t$	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
$h_{cc}$	Hauteur du corps creux.
$h_{dc}$	Hauteur de la dalle de compression.
$h_e$	Hauteur libre d'étage.
$h_r$	Hauteur de la dalle du radier.
<b>I</b>	Moment d'inertie.

$I^f$	Moment d'inertie fissuré.
$Q$	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
$L$	Portée d'un élément.
$L_{max}$	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
$L_x$	Distance entre de deux poutrelles.
$L_y$	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
$M$	Moment en générale.
$M_a$	Moment en appui.
$M_t$	Moment en travée.
$M_0$	Moment isostatique.
$N$	Effort normal
$n$	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
$R$	Coefficient de comportement global.
$S$	Section d'un élément.
$S_{rad}$	Surface du radier.
$St$	Espacement des armatures.
$T1, T2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
$V$	Effort tranchant.
$W$	Poids de la structure.
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton.
$\sigma_{st}$	Contrainte de traction dans l'acier.
$\gamma_w$	Pois volumique de l'eau.
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité concernant le béton.
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
$\sigma_{adm}$	Contrainte admissible.
$\tau$	Contrainte de cisaillement.
$\xi$	Pourcentage d'amortissement critique.
$C_T$	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
$\beta$	Coefficient de pondération.
$\lambda_i$	Coefficient instantané.
$\lambda_v$	Coefficient différé.



## TABLE DES FIGURES

<b>FIGURE I.1:</b> DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION REELLE DU BETON .....	7
<b>FIGURE I. 2:</b> DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION POUR LES CALCULS.....	7
<b>FIGURE I.3 :</b> DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION DU BETON ELS.....	8
<b>FIGURE I.4:</b> DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION DE L'ACIER .....	9
<b>FIGURE II.1:</b> COUPE D'UN VOILE EN ELEVATION .....	11
<b>FIGURE II.2:</b> COUPE TRANSVERSALE SUR UN PLANCHER A CORPS CREUX.....	12
<b>FIGURE II.3:</b> DISPOSITION DES POUTRELLES .....	13
<b>FIGURE II.4:</b> COUPE TRANSVERSALE D'UNE POUTRELLE .....	13
<b>FIGURE II.5:</b> CONSTITUANTS D'UN ESCALIER.....	15
<b>FIGURE II.6 :</b> COUPE EN ELEVATION DE L'ESCALIER DROIT A DEUX VOLEES. ....	15
<b>FIGURE II.7 :</b> SURFACE AFFERENTE DU NIVEAU 9.....	17
<b>FIGURE II.8 :</b> SURFACE AFFERENTE DU NIVEAU 2-8 .....	17
<b>FIGURE II.9 :</b> SURFACE AFFERENTE DU RDC .....	17
<b>FIGURE II.10 :</b> SECTION BRUTE DU POTEAU .....	23
<b>FIGURE II.11 :</b> DIAGRAMME DES MOMENTS DES APPUIS POUR UNE POUTRE A 2 TRAVEES .....	26
<b>FIGURE II.12 :</b> DIAGRAMME DES MOMENTS DES APPUIS POUR UNE POUTRE A PLUS DE 02 TRAVEES	26
<b>FIGURE II.13 :</b> DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS POUR UNE POUTRE A 2 TRAVEES. ....	27
<b>FIGURE II. 14 :</b> DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS POUR UNE POUTRE A PLUS DE 2 TRAVEES...28	
<b>FIGURE II.15 :</b> SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION .....	37
<b>FIGURE II.16:</b> SECTION DE LA DALLE PLEINE A FERRAILLER.....	40
<b>FIGURE II.17 :</b> FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE DE LA CAGE D'ASCENSEUR.....	42
<b>FIGURE II.18 :</b> SCHEMA STATIQUE DE L'ESCALIER .....	42
<b>FIGURE II.19 :</b> SECTION D'ESCALIER A FERRAILLER. ....	43
<b>FIGURE II.20 :</b> SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER .....	44
<b>FIGURE II.21:</b> COUPE EN ELEVATION DE L'ESCALIER .....	45
<b>FIGURE II.22 :</b> SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE PALIERE. ....	45
<b>FIGURE II.23 :</b> FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE .....	46
<b>FIGURE II.24 :</b> SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE.....	48
<b>FIGURE II. 25 :</b> SCHEMA REPRESENTANT LA SURFACE D'IMPACT .....	49
<b>FIGURE II.26 :</b> SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE DU LOCAL MACHINERIE .....	51
<b>FIGURE II.27:</b> SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE AU-DESSOUS DE L'ASCENSEUR	52
<b>FIGURE II.28 :</b> COUPE TRANSVERSALE DE L'ACROTERE.....	52
<b>FIGURE II.29 :</b> SECTION A FERRAILLER DE L'ACROTERE. ....	53
<b>FIGURE II.30 :</b> SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE .....	53

<b>FIGURE III.1 : SPECTRE DE REPONSE.....</b>	<b>57</b>
<b>FIGURE III.2 : DISPOSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT.....</b>	<b>58</b>
<b>FIGURE III.3: TRANSLATION SELON L'AXE Y-Y (MODE 1).....</b>	<b>59</b>
<b>FIGURE III.4 : TRANSLATION SELON L'AXE X-X (MODE 2). ....</b>	<b>59</b>
<b>FIGURE III.5: ROTATION SELON L'AXE Z-Z (MODE 3) .....</b>	<b>60</b>
<b>FIGURE III.6 : VUE 3D DU MODELE OBTENU PAR LE LOGICIEL ETABS 16.2.0 .....</b>	<b>64</b>
<b>FIGURE IV.1 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES RDC. ....</b>	<b>69</b>
<b>FIGURE IV.2 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES ETAGES COURANTS.....</b>	<b>70</b>
<b>FIGURE IV.3 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES RDC. ....</b>	<b>70</b>
<b>FIGURE IV.4 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES ETAGES COURANTS .....</b>	<b>70</b>
<b>FIGURE IV.5 : ZONE NODALE. ....</b>	<b>71</b>
<b>FIGURE IV.6 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX RDC+ETAGES COURANTS.....</b>	<b>81</b>
<b>FIGURE IV.7 :SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX ETAGE 08.....</b>	<b>81</b>
<b>FIGURE IV.8 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE VOILE (VX1).....</b>	<b>87</b>
<b>FIGURE V.1 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU RADIER .....</b>	<b>93</b>
<b>FIGURE V.2 : SCHEMA STATIQUE DU DEBORD. ....</b>	<b>94</b>
<b>FIGURE V.3 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU DEBORD.....</b>	<b>95</b>
<b>FIGURE V.2 : SCHEMA STATIQUE DE LA NERVURE SELON Y-Y .....</b>	<b>96</b>
<b>FIGURE V.4 : SCHEMA STATIQUE DE LA NERVURE SELON X-X.....</b>	<b>96</b>
<b>FIGURE V.5 : SCHEMA DES NERVURES .....</b>	<b>97</b>
<b>FIGURE V.6 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES NERVURES DANS LE SENS X-X.....</b>	<b>99</b>
<b>FIGURE V.7 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES NERVURES DANS LE SENS Y-Y.....</b>	<b>99</b>
<b>FIGURE V.8. REPARTITION DES CONTRAINTES SUR LE VOILE .....</b>	<b>100</b>
<b>FIGURE V.9 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE. ....</b>	<b>103</b>

Liste des Tableaux

<b>TABLEAU II.1</b> : PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES. ....	10
<b>TABLEAU II.2</b> : PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX. ....	11
<b>TABLEAU II.3</b> : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS. ....	16
<b>TABLEAU II.4</b> : EVALUATION DES CHARGES « G » ET SURCHARGES « Q » DES PLANCHERS ET MURS. ....	16
<b>TABLEAU II.5</b> : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES D'ESCALIERS. ....	18
<b>TABLEAU II.6</b> : DIMENSIONS PRELIMINAIRES DES POTEAUX ET LEUR POIDS PROPRES. ....	19
<b>TABLEAU II.7</b> : RESULTATS DE LA DESCENTE DE CHARGE DU POTEAU (P.C2).....	21
<b>TABLEAU II.8</b> : VERIFICATION DES POTEAUX A LA RESISTANCE (COMPRESSION SIMPLE). ....	23
<b>TABLEAU II.9</b> : VERIFICATION DES POTEAUX AU FLAMBEMENT. ....	24
<b>TABLEAU II.10</b> : VERIFICATION DES POTEAUX AUX CONDITIONS DU RPA 99/2003 .....	24
<b>TABLEAU II.11</b> : DIMENSIONS DES POTEAUX.....	25
<b>TABLEAU II.12</b> : TYPES DE POUTRELLES DE LA STRUCTURE .....	26
<b>TABLEAU II.13</b> : LES CHARGES REVENANT AUX POUTRELLES.....	27
<b>TABLEAU II.14</b> : SOLLICITATIONS DANS LES POUTRELLES DU PLANCHER COURANT.....	29
<b>TABLEAU II.15</b> : SOLLICITATIONS DANS LES POUTRELLES DU PLANCHER T.I .....	29
<b>TABLEAU II.16</b> : CALCUL DU FERRAILLAGE A L'ELU DANS LE PLANCHER T.I .....	36
<b>TABLEAU II.17</b> : VERIFICATIONS A L'ELU DES POUTRELLES DU PLANCHER T.I .....	36
<b>TABLEAU II.18</b> : VERIFICATION A L'ELS DES POUTRELLES DU PLANCHER T.I. ....	36
<b>TABLEAU II.19</b> : VERIFICATION DE LA FLECHE DES POUTRELLES DU PLANCHER T.I.....	36
<b>TABLEAU II.20</b> : FERRAILLAGE DES DIFFERENTES POUTRELLES. ....	37
<b>TABLEAU II.21</b> : DONNEES DES DIFFERENTS PANNEAUX DE DALLE .....	38
<b>TABLEAU II.22</b> : SOLLICITATIONS DANS LES DIFFERENTS PANNEAUX DE DALLE PLEINE.....	38
<b>TABLEAU II.23</b> : FERRAILLAGE DES DIFFERENTS PANNEAUX DE DALLE PLEINE.....	39
<b>TABLEAU II.24</b> : SOLLICITATION DANS LE PANNEAU CAGE D'ASCENSEUR.....	40
<b>TABLEAU II.25</b> : RESULTATS DE CALCUL A L'ELS DU PANNEAU DE DALLE.....	41
<b>TABLEAU II.26</b> : SOLLICITATIONS DANS L'ESCALIER.....	43
<b>TABLEAU II.27</b> : RESULTATS DE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER.....	43
<b>TABLEAU II.28</b> : VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURES DE L'ESCALIER. ...	44
<b>TABLEAU II.29</b> : SOLLICITATIONS A L'ELS DANS L'ESCALIER .....	44
<b>TABLEAU II.30</b> : VERIFICATION DE LA LIMITE DE DEFORMATION DANS L'ESCALIER.....	44
<b>TABLEAU II.31</b> : SOLLICITATION DE LA POUTRE PALIERE A LA FLEXION SIMPLE.....	45
<b>TABLEAU II.32</b> : FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE. ....	46
<b>TABLEAU II.33</b> : FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE. ....	47
<b>TABLEAU II.34</b> : VERIFICATION A L'ELS DE LA POUTRE DE CHAINAGE .....	47
<b>TABLEAU II.35</b> : VERIFICATION DE L'ETAT DE DEFORMATION DANS LA POUTRE DE CHAINAGE .....	48
<b>TABLEAU II.36</b> : CARACTERISTIQUES DE L'ASCENSEUR .....	48
<b>TABLEAU II.37</b> : SOLLICITATIONS SOUS CHARGE CONCENTREE .....	49
<b>TABLEAU II.38</b> : FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE DU LOCAL MACHINERIE. ....	50

<b>TABLEAU II.39 :</b> VERIFICATIONS A L'ELU DE LA DALLE EN DESSUS DE L'ASCENSEUR.....	50
<b>TABLEAU II.40 :</b> CALCUL A L'ELS DE LA DALLE EN DESSUS DE L'ASCENSEUR.....	50
<b>TABLEAU II.41 :</b> VERIFICATION A L'ELS DE LA DALLE EN DESSUS DE L'ASCENSEUR.....	50
<b>TABLEAU II.42 :</b> SOLLICITATIONS DANS LA DALLE EN DESSOUS DE L'ASCENSEUR.....	51
<b>TABLEAU II.43 :</b> FERRAILLAGE DE LA DALLE EN DESSOUS DE L'ASCENSEUR. ....	51
<b>TABLEAU II.44 :</b> VERIFICATION A L'ELS DE LA DALLE EN DESSOUS DE L'ASCENSEUR .....	51
<b>TABLEAU II.45 :</b> CHARGES VERTICALES ET HORIZONTALES REVENANT A L'ACROTERE.....	52
<b>TABLEAU II.46 :</b> COMBINAISONS D'ACTION DANS L'ACROTERE .....	53
<b>TABLEAU II.47 :</b> FERRAILLAGE DE L'ACROTERE .....	53
<b>TABLEAU III.1:</b> VALEURS DU FACTEUR DE QUALITE Q SELON LES DEUX DIRECTIONS .....	55
<b>TABLEAU III.2:</b> VALEURS DES PERIODES FONDAMENTALES ET DU FAD.....	57
<b>TABLEAU III.3:</b> PERIODES ET TAUX DE PARTICIPATION MASSIQUE DE LA STRUCTURE. ....	58
<b>TABLEAU III.4:</b> VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES. ....	60
<b>TABLEAU III.5:</b> VERIFICATION SOUS CHARGES VERTICALES. ....	61
<b>TABLEAU III.6:</b> VERIFICATION SOUS CHARGES HORIZONTALES.....	61
<b>TABLEAU III.7:</b> VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT. ....	62
<b>TABLEAU III.8:</b> VERIFICATION DES DEPLACEMENTS SELON LE SENS X-X.....	62
<b>TABLEAU III.9:</b> VERIFICATION DES DEPLACEMENTS SELON LE SENS Y-Y.....	63
<b>TABLEAU III.10:</b> VERIFICATION DE L'EFFET P- $\Delta$ .....	63
<b>TABLEAU III.11:</b> DIMENSIONS FINALES DES ELEMENTS STRUCTURAUX. ....	64
<b>TABLEAU IV.1 :</b> FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRES.....	66
<b>TABLEAU IV.2 :</b> VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES.....	68
<b>TABLEAU IV.3 :</b> VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON.....	69
<b>TABLEAU IV.4 :</b> ARMATURES LONGITUDINALES MINIMALES ET MAXIMALES DANS LES POTEAUX. ..	72
<b>TABLEAU IV.5 :</b> SOLLICITATIONS DANS LES POTEAUX.....	73
<b>TABLEAU IV.6 :</b> FERRAILLAGE DES POTEAUX. ....	75
<b>TABLEAU IV.7 :</b> CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES.....	76
<b>TABLEAU IV.8 :</b> VERIFICATION DU FLAMBEMENT DANS LES POTEAUX. ....	76
<b>TABLEAU IV.9 :</b> VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON POUR LES POTEAUX.....	77
<b>TABLEAU IV.10 :</b> VERIFICATION AUX SOLLICITATIONS TANGENTES POUR LES POTEAUX.....	78
<b>TABLEAU IV.11 :</b> LES MOMENTS RESISTANTS DANS LES POTEAUX. ....	79
<b>TABLEAU IV.12 :</b> LES MOMENTS RESISTANTS DANS LES POUTRES PRINCIPALES. ....	80
<b>TABLEAU IV.13 :</b> VERIFICATION DE LA ZONE NODALE DANS LE SENS PRINCIPALE.....	80
<b>TABLEAU IV.14 :</b> VERIFICATION DE LA ZONE NODALE DANS LE SENS SECONDAIRE.....	80
<b>TABLEAU IV.15 :</b> SOLLICITATIONS DE CALCUL DANS LE VOILE SOUS-SOL .....	83
<b>TABLEAU IV.16 :</b> SOLLICITATIONS DE CALCUL DANS LE VOILE Vx1 DANS TOUS LES NIVEAUX. 85	

**TABLEAU IV.17** : SOLLICITATIONS DE CALCUL DANS LE VOILE VX5 DANS TOUS LES NIVEAUX. 85

**TABLEAU IV.18** : SOLLICITATIONS DE CALCUL DANS LE VOILE VY1 DANS TOUS LES NIVEAUX. 86

**TABLEAU IV.17** : SOLLICITATIONS DE CALCUL DANS LE VOILE VY4 DANS TOUS LES NIVEAUX. 87

**TABLEAU V.1** : SECTION D'ARMATEUR DU RADIER..... 92

**TABLEAU V.2** : VERIFICATIONS DES CONTRAINTES A L'ELS..... 93

**TABLEAU V.3** : SECTION D'ARMATEUR DU DEBORD ..... 94

**TABLEAU V.4** : VERIFICATIONS DES CONTRAINTES A L'ELS..... 94

**TABLEAU V.5** : SECTION D'ARMATEUR DU DEBORD A L'ELS. .... 94

**TABLEAU V.6** : SOLLICITATION DANS LES NERVURES A L'ELU SELON LES DEUX SENS. .... 96

**TABLEAU V.7** : SOLLICITATION DANS LES NERVURES A L'ELS SELON LES DEUX SENS. .... 97

**TABLEAU V.8** : RESULTATS DE FERRAILLAGE DES NERVURES. .... 97

**TABLEAU V.9** : VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS ..... 98

**TABLEAU V.10** : FERRAILLAGE DES NERVURES A L'ELS..... 98

**TABLEAU V.11** : SECTION DES ARMATURES DU VOILE PERIPHERIQUE..... 101

**TABLEAU V.13** : SECTION D'ARMATURES CALCULEES A L'ELS. .... 103

## Table des matières

### Introduction Générale

<b>Chapitre I : Généralités.....</b>	<b>1</b>
I.1 :Présentation du projet.....	1
I.2 : Implantation de l'ouvrage .....	1
I.3 :Description architecturale de l'ouvrage .....	1
I.4 :Données géotechnique du site .....	1
I.5 : Choix du contreventement .....	2
I.6 : Définition des éléments de l'ouvrage .....	2
I.6.1 : Les éléments principaux.....	2
I.6.2 : Les éléments secondaires .....	3
I.7 : Règlements et normes utilisés .....	4
I.8 : Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites : BAEL (Art .A.4. 3.2).....	5
I.9 : Les Actions.....	5
I.9.1 : Combinaisons de calcul :.....	6
I.9.2 : Les sollicitations.....	6
I.10 Caractéristiques des matériaux utilisés.....	6
I.10.1 Le Béton .....	6
I.10.2 : L'acier .....	8
<b>CHAPITRE II : Calcule des éléments secondaires.....</b>	<b>10</b>
II.1 : Introduction.....	10
II.1 : Pré-dimensionnement des éléments .....	10
II.1.1 : Les éléments principaux .....	10
II.1.2 : Les éléments secondaires .....	12
II.1.2.3 : Les escaliers .....	15
II.2 : Evaluation des charges et surcharges.....	16
II.4 : Calcul des éléments secondaires .....	26
II.4.1.1 : Etude des poutrelles du plancher courant .....	26
II.4.2 : Calcul du plancher à dalle pleine .....	28
II.4.3: Calcul de l'escalier.....	42
II.4.4 : Etude de la poutre de chainage .....	47
II.4.5 : Calcul de l'ascenseur .....	48
II.4.6 : Etude de l'acrotère .....	52
<b>CHAPITRE III : Etude Sismique .....</b>	<b>54</b>
III.1. Introduction.....	54
III.2. Méthodes de calcul .....	54
III.3.Modélisation .....	58
III.4.Interprétation des résultats de l'analyse dynamique par ETABS 16.2.0 .....	58
III.12. Conclusion .....	64

<b>CHAPITRE IV : Etude des éléments structuraux.....</b>	<b>65</b>
IV-1 Étude des poutres .....	65
IV.1.3 Calcul du ferrailage des poutres .....	66
IV.2.Etude des poteaux.....	71
IV.2.1. Sollicitations et Ferrailage des poteaux .....	73
IV.3.Etude des voiles .....	82
IV.3.3. Exemple de Calcul .....	83
<b>Chapitre V:Etude de l'infrastructure.....</b>	<b>88</b>
V.1. Introduction.....	88
V.4.1. Radier général .....	88
V.5. Ferrailage du radier général .....	92
V.6. Etude des nervures .....	95
V.7.Etude du voile périphérique :.....	99
V.7.5. Ferrailage du voile .....	100
<b>Conclusion Générale</b>	
<b>Bibliographie</b>	
<b>Annexes</b>	
<b>Plans de la Structure</b>	

## ملخص

الهدف من هذا المشروع هو دراسة بناية من الخرسانة المسلحة , مكونة من طابق ارضي مخصص للتجارة و ثمانية (08) طوابق مخصصة للسكن, سيتم إنشائها بمنطقة بئر السلام ولاية بجاية. اشتملت الدراسة على خمسة محاور هي:

- **المحور الأول:** تفصيل عام للمشروع, يشمل تعريف البناية بأجزائها (الأعمدة, العارضات, المدارج...)  
ملخص التقرير الجيوتقني, و مختلف فرضيات الحساب.

- **المحور الثاني:** إعطاء الأبعاد الأولية وحمولة العناصر الأساسية والثانوية مع دراسة هذه الأخيرة (البلاطات المفرغة و المملوءة, العارضات الثانوية, المدارج...)

- **المحور الثالث :** الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج **ETABS 2016** الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر الأساسية المكونة للبناية.  
(RPA 99/version 2003) و BAEL91/99.

- **المحور الرابع:** بتسليح مختلف العناصر الأساسية المكونة للبناية، مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل . (RPA 99/version 2003) و BAEL91/99.

- **أما المحو الخامس و الأخير,** يتضمن دراسة البنية التحتية للمبنى حيث أتخذت اللبشة (أرضية أساس) كخيار أنسب للمشروع.  
**الكلمات المفتاحية:** بناية, خرسانة مسلحة, زلازل, الأعمدة, العارضات,

RPA 99/version 2003, BAEL91, ETABS 2016

## Résumé

Le but de ce projet est l'étude détaillée d'un bâtiment en béton armé, constitué d'un rez-de-chaussée à usage commercial et huit (08) étages à usage d'habitation. La structure sera implantée dans la région de Bir Elsalem-Wilaya de Béjaia.

Cette étude se compose de quatre chapitres :

- **Le premier chapitre :** description générale du projet (aspect architectural du bâtiment, données géotechniques, différentes définitions des éléments constituant la structure...)

- **Le deuxième chapitre :** Pré-dimensionnement des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles) et secondaires ainsi que le calcul de ces derniers (poutrelles, escaliers, ascenseur...)

- **Le Troisième chapitre :** Etude dynamique de la structure en utilisant le logiciel ETABS 2016



afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, charges d'exploitation et charges sismiques)

**-Le quatrième chapitre :** ferrailage des éléments résistants à savoir les poutres, poteaux, voiles.

**-Le dernier chapitre :** comprend l'étude des fondations qui a mené vers un radier général.

L'étude du bâtiment a été faite, en tenant compte des recommandations du BAEL91/99 et des règles parasismiques algériennes RPA 99/version2003.

**Mots clés :** bâtiment, béton armé, poutres, voiles, ETABS-V16, RPA 99/2003, BAEL91/99.

## **Abstract**

This Project presents a detailed study of a reinforced concrete building multi-use which consists of a ground floor for commercial use and eight floors for habitation.

The Structure will be implanted in the region of Bir Elsaleem, province of Bejaia.

This study consists of four chapters:

**-The first chapter:** general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements with their multiple definitions... , then the structure and finally the descent of the load.

**-The second chapter:** predimensioning and study of the secondary nutrients (staircases, beams, slabs...)

**-The third chapter:** dynamic study of the structure using ETABS 2016 Software to extract the various stresses due to the loads (permanent loads, operational and seismic loading).

**-The fourth chapter :** reinforce the various resistance elements of the structure (columns, beams and walls).

**- The last chapter:** study of the foundation which led to a shallow foundation (a raft foundation).

Work done by taking into account the recommendations of BAEL91/99 and the Algerian seismic regulations RPA99/version 2003.

**Keywords:** concrete building, beams; ETABS 2016 , RPA 99/version 2003, BAEL91.

# **INTRODUCTION**

# Introduction Générale

---

Le Génie Civil, représente l'ensemble des techniques de constructions civiles. Les ingénieurs en génie civil, s'occupent de la *Conception*, la *réalisation*, l'*exploitation* et la *réhabilitation* d'ouvrages de construction et d'infrastructure dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique, transport et environnement.

Le séisme est un phénomène naturel qui menace fréquemment les structures ; Imprévisible et variant en temps et en endroit suivant le mouvement des plaques tectoniques ; les ingénieurs civils en dû y faire face, en construisant parasismique pour assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques. Et cela en se référant aux règlements internationaux et locaux comme : les règles parasismiques algériennes 1999 revisitées en 2003 suite au séisme de Boumerdes le 21 Mai 2003.

En tant que Génie Civil, notre rôle dans ce présent projet consiste en la conception et l'étude d'un bâtiment R+8 à usage multiple (habitation et commerce), contreventé par un système mixte voile-portique avec interaction. Nous nous référerons aux différents règlements, tout en essayant de jumeler sécurité et économie.

# CHAPITRE I

## Chapitre I : Généralités

### I.1 : Présentation du projet

Le présent projet consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+8) en béton armé, à usages multiples, à savoir :

- RDC à usage commercial.
- Du premier étage au huitième étage à usage d'habitation (quatre appartements de type F3 par étage sauf le dernier en deux appartements de type F2 et F4)

Ce bâtiment est un ouvrage courant, ayant une importance moyenne et sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui conduit à le classer d'après le Règlement Parasismique Algérien 99/version 2003 (**article 3.2, page 25**), dans le groupe **d'usage 2**.

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

L'ouvrage sera implanté au lieu dit « BIR ELSALEM » dans la commune de Bejaia ; classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (*RPA 99/version2003, annexe 1*), en zone **IIa** (zone de moyenne sismicité).

### I.3 : Description architecturale de l'ouvrage

#### ➤ Dimensions en plan

- $L_x = 26.49\text{m}$  suivant la face postérieure.
- $L_x = 27.50\text{m}$  suivant la face principale.
- $L_y = 15.25\text{m}$

#### ➤ Dimensions en élévation

- Hauteur total (acrotère non compris) ..... 29.07m
- Hauteur du rez-de-chaussée ..... 04.59m
- Hauteur des étages courants ..... 03.06m

### I.4 : Données géotechnique du site

Les différentes phases de l'étude géotechnique, établies par l'assigné bureau d'étude concernant cet ouvrage, sont :

- Un sondage carotté de 30.00 m de profondeur.

- Deux sondages préssiométriques de 30.00 m de profondeur.
- Des essais au pénétromètre dynamique.
- Séries d'analyses au laboratoire.
- Interprétation de ces essais.

La précédente étude, conclue en la possibilité de construire le projet dans les conditions suivantes :

- Un mode de fondations superficielles, ancrées à partir de 4.10m de profondeur par rapport à la cote actuelle du terrain.
- Les tassements sont admissibles avec une contrainte de 1.20 bars.
- Il faut respecter lors de la réalisation des fondations que la profondeur d'ancrage, présente au moins un dixième (10%) de la hauteur de l'immeuble.
- Les sites sont classés en S4 (sol très meuble), sur les deux (02) premiers mètres de profondeur, et en S3 (sol meuble) à partir de 2.00m de profondeur.

### **I.5 : Choix du contreventement :**

Le RPA 99/version 2003 (page 31- 33), a instauré plusieurs types de contreventement ; et pour des raisons économiques et pédagogiques, la structure sera contreventé suivant le type : ***4.a Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.***

### **I.6 : Définition des éléments de l'ouvrage**

L'ouvrage est constitué de plusieurs éléments suivants :

#### **I.6.1 : Les éléments principaux**

Éléments intervenants dans la résistance aux actions verticales (poids de la structure) et les actions horizontales (séisme) ; les distribuant au sein de l'ouvrage et les transmettant par la suite aux fondations.

##### **❖ Les Poutres**

Éléments horizontaux en béton armé soumises à la flexion simple due aux charges verticales de leurs poids propre et celui du plancher ; décomposées en poutres principales (perpendiculaires aux poutrelles) et poutres secondaires (parallèles aux poutrelles).

**❖ Les Poteaux**

Eléments verticales en béton armé (rectangulaires et circulaires), soumis à la compression ; ayant comme rôle la transmission des charges (G, Q et E) aux fondations.

**❖ Les Voiles**

Murs en béton armé (refends), dans le rôle est de reprendre les charges verticales (G et Q) transmises par le plancher et la charge horizontale due au séisme.

**I.6.2 : Les éléments secondaires**

Eléments n'intervenant pas dans la résistance de la structure face aux charges sismiques ni leur distribution.

**❖ Les planchers**

Aires généralement planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment qui ont pour rôle : la résistance et la transmission des charges (G et Q), l'isolation phonique, thermique et diminue la probabilité de problèmes d'humidité et d'infiltration.

La structure étudiée est composée de deux types de planchers :

**1. Plancher à corps creux**

Composés essentiellement d'une table de compression (dalle mince en béton armé), poutrelles (éléments résistants) et de corps creux (hourdis, éléments de remplissage).

**2. Plancher en dalles pleine**

Eléments dont, une dimension est plus petite que les autres (plaques).

**❖ Les poutrelles**

Petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

**❖ Les escaliers :**

Eléments en béton armé permettant le passage d'un niveau à un autre.

**❖ L'ascenseur :**

Appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur.

### Les éléments de remplissage

✓ **Les murs d'extérieurs**

Réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur faite pour assurer l'isolation thermique et phonique.

✓ **Les murs intérieurs** : Parois simples réalisées en briques d'épaisseur de 10cm.

❖ **L'acrotère**

Élément de sécurité en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse ; ayant pour rôle d'empêcher la chute des personnes et l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

### I.7 : Règlements et normes utilisés

L'étude du bâtiment sera faite conformément aux règlements suivants :

- DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003 ;
- DTR BC 2.41 : Règles de Conception et Calcul des Structures en Béton Armé BA93 ;
- DTR BC 2.2 : Charges Permanentes et Charges d'Exploitation ;
- DTR BC 2.331 : Règles de Calculs des Fondations Superficielles ;
- Béton Armé aux Etats Limites BAEL **BAEL (Art .A.4. 3.2)**

### I.8 : Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites : BAEL (Art .A.4. 3.2)

#### I.8.1 Etat limite ultime (ELU) : CBA93 (Art .A.4. 3.2)

- Les sections droites restent planes après déformation (hypothèse de NAVIER).
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Les déformations des sections sont limitées à :

$\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$  en flexion et  $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$  en compression simple.

- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à  $\varepsilon_{bc}=10\text{‰}$ .



### ❖ États limite ultimes (ELU)

Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont :

- Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement, pas de glissement)
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture par écrasement ou par allongement excessif).
- Etat limite de stabilité de forme (pas d'instabilité)

### I.8.2 : Etat Limite de Service (E L S) : CBA93 (Art A.4.5)

- Les trois premières hypothèses citées en (I.8.2).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\delta = E \varepsilon$ ).
- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec :

$E_s$ : module de Young de l'acier ;  $E_b$ : module de Young du béton.

$n$ : coefficient d'équivalence acier béton.

### ❖ Etats limite de service (ELS)

Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures (durabilité des ouvrages).
- Etat limite de déformation (flèche maximale).

### I.9 : Les Actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- ❖ Des charges permanentes **G** : le poids propre de la structure, revêtement, cloisons ...
- ❖ Des charges d'exploitations **Q** : personnes, meubles, charges climatiques et thermiques
- ❖ Des charges accidentelles : séismes **E**, explosions, feux...

### I.9.1 : Combinaisons de calcul :

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

- ❖ Situations durables :
  - ELU:  $1,35G+1,5Q$
  - ELS :  $G+Q$
- ❖ Situations accidentelles :
  - $G+Q \pm E$
  - $0.8G \pm E$

### I.9.2 : Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal :  $N$ , effort tranchant :  $V$ , moment de flexion :  $M$ , moment de torsion :  $M^T$ ) développés dans une combinaison d'action donnée.

## I.10 Caractéristiques des matériaux utilisés

### I.10.1 Le Béton

Le béton est un mélange d'agrégats (gravillons, sable), de liants (ciments) et d'eau en qualités convenables et dans des proportions bien définies, pour obtenir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

- $F_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$  si  $j \leq 28$  jours **BAEL (Art. A.2.1, 11) page 10.**
- $F_{t28} = 0.6+0.06 f_{c28}$  pour  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$  **BAEL (Art. A.2.1, 12) page 11.**
- $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$  **BAEL 91 (Art.2.1, 22) page 13.**
- $E_{ij} = 3 * E_{ij}$
- $G = \frac{E}{2 \times (V+1)}$
- $V = \left. \begin{array}{l} 0 \text{ ELU} \\ 0.2 \text{ ELS} \end{array} \right\}$  **BAEL 91(Art. A.2.1,3)**
- $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\phi \times \gamma_b}$  **BAEL 91(Art. A.4.3, 41) page 25.**
- $\bar{b}c = 0.6 f_{c28}$  **BAEL 91(Art. A.4.5, 2) page 30.**
- $\bar{\tau}u = \min \left( \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right); \text{ FPN}$  **BAEL91 (Art. A.5.1, 211) page 36.**
- $\bar{\tau}u = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right); \text{ FN}$  **BAEL91 (Art. A.5.1, 211) page 36.**

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  Résistance à la compression à 28 jours.
- $F_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$  Résistance à la traction à 28 jours.
- $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$  Module de déformation différée.
- $E_{ij} = 32456.60 \text{ MPa}$  Module de déformation instantanée.
- $\gamma_b = 1.50$  Coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.
- $\gamma_b = 1.15$  Coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentelles.
- $\phi = 1$  Pour une durée d'application >24 heures.
- $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$  Contrainte en compression du béton à l'ELU.
- $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  Contrainte admissible du béton à l'ELS.
- $\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} ; FPN$  Contrainte admissible de cisaillement du béton.
- $\overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} ; FN$  Contrainte admissible de cisaillement du béton.

❖ Diagramme contraintes - déformations du béton : (BAEL 91, Art. A.4.3,41)

ELU :

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5‰, nous avons un diagramme parabole-rectangle.

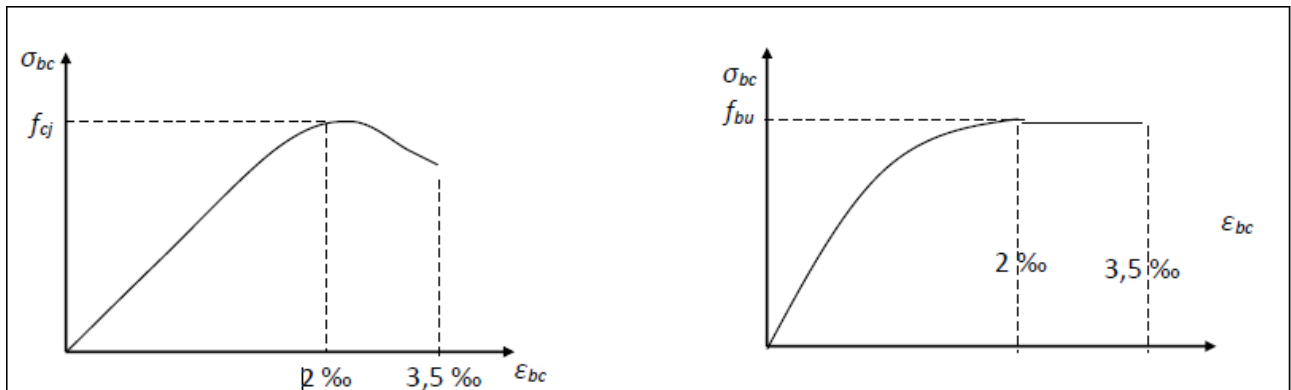


Figure. I.1 : Diagramme contrainte - déformation, réel du béton

Figure. I.2 : Diagramme contrainte -déformation pour les calculs.

ELS :

Nous avons un diagramme linéaire élastique, donc le diagramme contrainte - déformation est une droite.

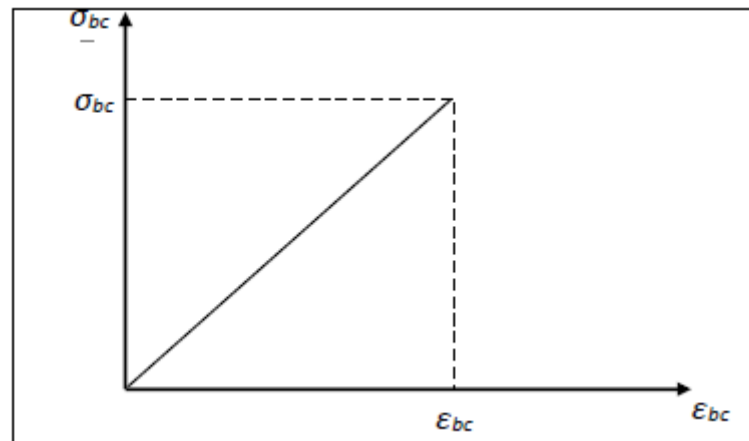


Figure. I.3 : Diagramme contrainte – déformation du béton ELS

### I.10.2 : L'acier

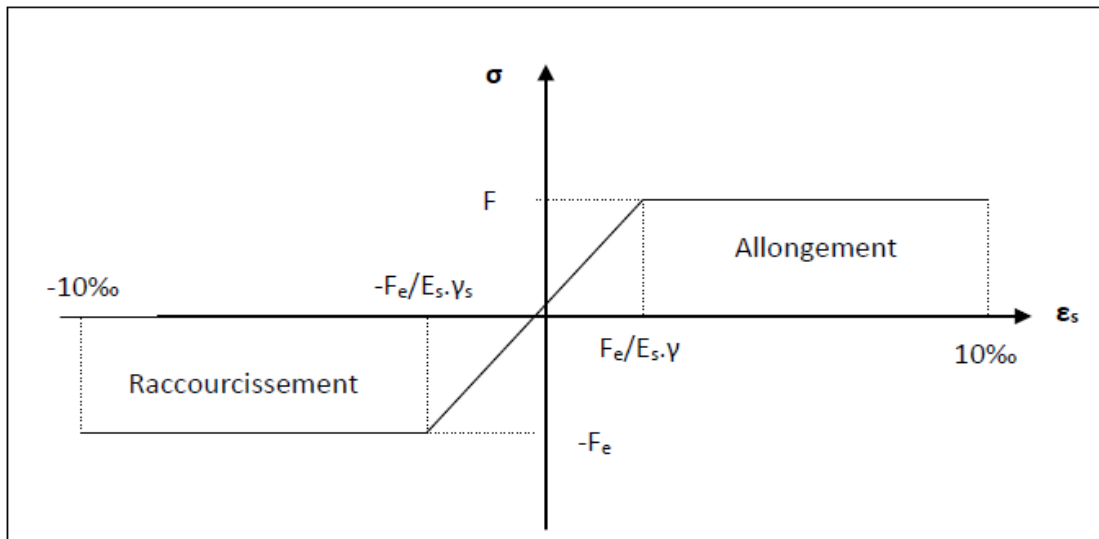
L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Les aciers utilisés pour les armatures longitudinales et transversales, sont des aciers à haute adhérence(HA)FE500;FeE400, caractérisés par :

- $f_e=400$  Mpa Limite élastique.
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$  Mpa Contrainte admissible à l'ELU.
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400$  Mpa Contrainte admissible à l'ELUA
- $\bar{\sigma}_s = 201.63$  Mpa =  $\min(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_c 28})$  Contrainte limite à l'ELS.
- $\eta=1.6$  Coefficient de fissuration
- $\gamma_s=1.15$  Coefficient de sécurité ELS
- $\gamma_s=1$  Coefficient de sécurité ELA
- $E_s = 2 \times 10^5$  Mpa. Module d'élasticité.

**❖ Diagramme contraintes - déformations des aciers : (BAEL 91, Art. A.2.2,20)**

Le diagramme contraintes-déformations à considérer dans les calculs à l'ELU est défini  
Conventionnellement comme suit :



**Figure I.4 :** Diagramme contraintes-Déformations de l'acier.

# **CHAPITRE II**

## II.1 : Introduction

L'objectif du Pré-dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré-dimensionnement, est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003 et le BAEL 91.

## II.1 : Pré-dimensionnement des éléments

### II.1.1 : Les éléments principaux

#### II.1.1.1 : Les poutres principales et secondaires

Selon le BAEL91 le pré-dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

Avec :

$h$ : hauteur de la poutre.

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

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h/b < 4 \end{array} \right\} \text{ Article : 7.5.1 RPA (page 65)}$$

Tableau II.1 : Pré-dimensionnement des poutres

Elément	$L_{max}$ (cm)	$\frac{L_{max}}{15}$ (cm)	$\frac{L_{max}}{10}$ (cm)	Section Optée (cm <sup>2</sup> )	Conditions
P. Principale	536	35.73	53.6	30×40	Vérifiées
P. Secondaire	370	24.66	37	30×30	Vérifiées
P.de Chainage	/	/	/	30×30	Vérifiées

II.1.1.2 : Poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait suivant les règles du **BAEL91 (art B.8.4.1, page 112)** tout en vérifiant les recommandations du RPA99/2003.

Tableau II.2 : Pré-dimensionnement des poteaux

Niveau	Dimensions
RDC	50×50
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	45×45
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	40×40
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	35×35
8 <sup>ème</sup>	30×30

II.1.1.3 : Les voiles

Leur épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

he : Hauteur libre d'étage (hauteur d'étage moins la hauteur poutre principale)

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

$$he = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$e \geq \max \left( \frac{he}{20}, 15 \text{ cm} \right) = 15 \text{ cm} \left. \vphantom{\frac{he}{20}} \right\} \text{Article 7.7.1 du RPA}$$

$$L \geq 4 \times e$$

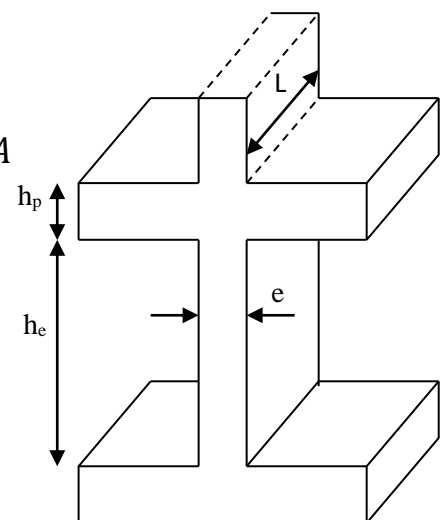


Figure II.1: Coupe d'un voile en élévation

Dimensions des voiles adoptées :

**e = 15cm et L ≥ 60cm.**



## II.1.2 : Les éléments secondaires

### II.1.2.1 : Plancher à corps creux

#### a) Hauteur du plancher

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

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

Avec :

$L_{max}$  : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (fig.II.3).

$ht$  : Hauteur totale du plancher.

$$L_{max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{370}{22.5} = 16.44 \text{ cm}$$

Adoption d'un plancher d'hauteur :  $ht = h_{cc} + h_{ddc} = 20 \text{ cm}$ .

Avec :

$h_{cc} = 16 \text{ cm}$  Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 04 \text{ cm}$  Hauteur de la dalle de compression.

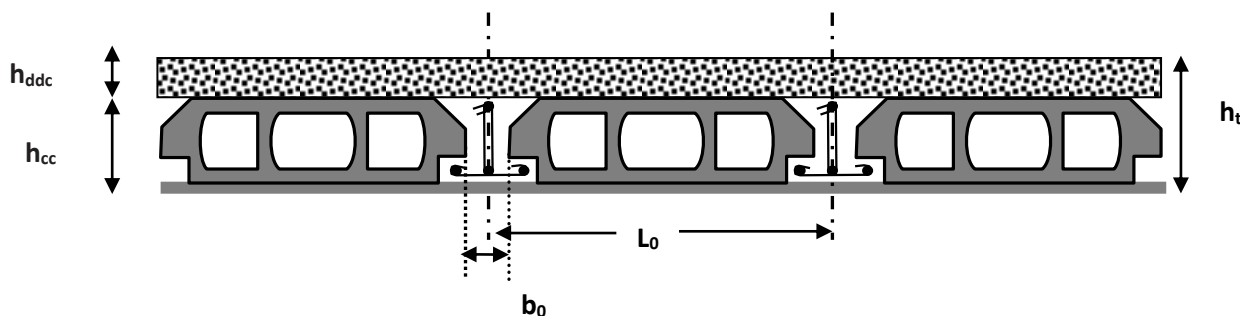


Figure. II.2 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux

$L_0$  : distance entre axe des poutrelles ;  $b_0$  : largeur de la poutrelle

#### b) Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles a été effectuée suivant le critère de la petite portée et celui de la continuité.

Comme indiqué sur la figure (fig.II.4).

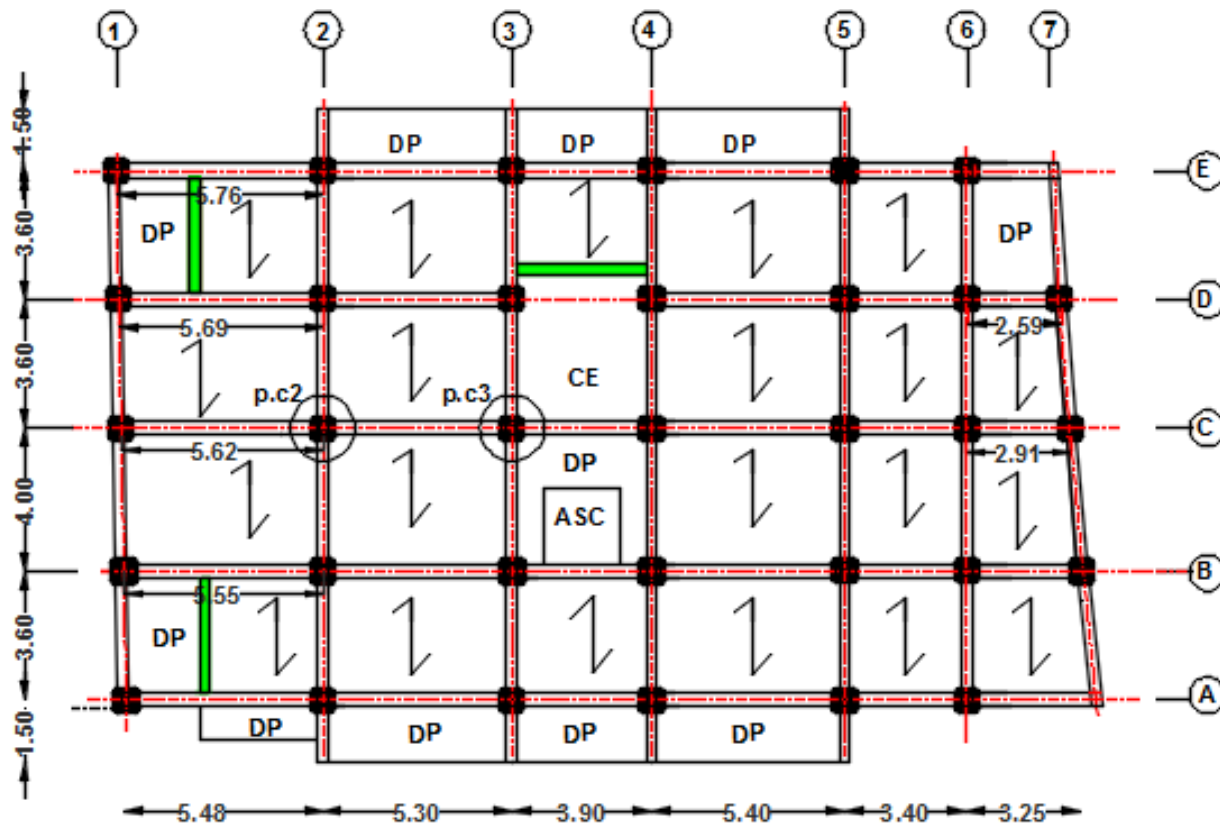


Figure. II.3 : Disposition des poutrelles

Clé :

DP : Dalle Pleine ; CE : Cage d’escalier ; ASC : ascenseur.

█ : Poutre de chainage ; pc2: poteau centrale ; pc3 : poteau de la cage d’escalier.

c) Dimensionnement des poutrelles

❖ Détermination de la largeur de la table de compression

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

b : largeur de la table de compression (largeur efficace).

b<sub>0</sub> : largeur de la nervure.

L<sub>x</sub> : distance entre nus de deux poutrelles (largeur de l’hourdis).

L<sub>y</sub> : la longueur minimale d’une travée

dans le sens parallèle aux poutrelles.

L<sub>y</sub>=306-0.3=330cm; L<sub>x</sub>= l<sub>0</sub>-b<sub>0</sub>=65-10=55cm. → b<sub>1</sub>=27.5cm → b=65cm

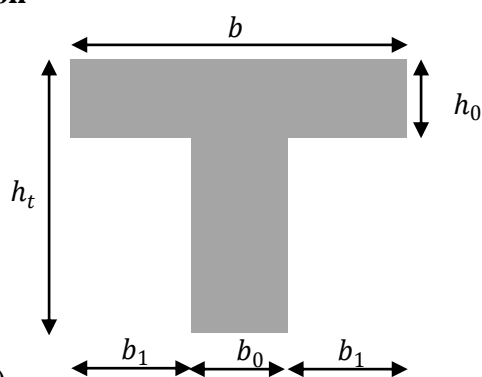
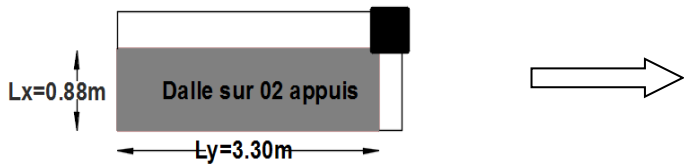


Figure II.4 : Coupe transversale d’une poutrelle

II.1.2.2 : Plancher à dalle pleine

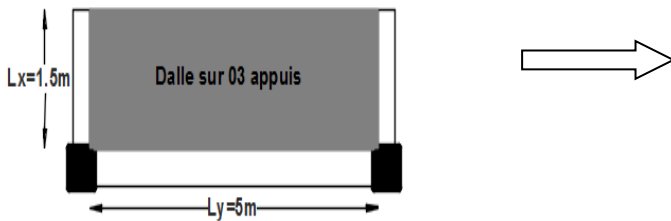
Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine dépend de deux critères à savoir le critère de résistance (suivant le nombre d'appuis) et le critère de coupe feu.

1. Critère de résistance



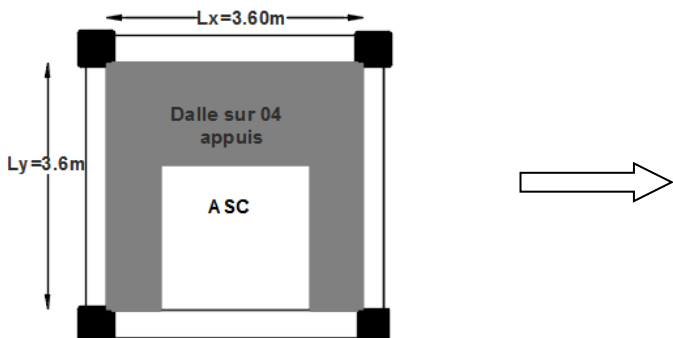
$$\rho = \frac{0.88}{3.3} = 0.26 < 0.4 \rightarrow \frac{88}{35} \leq e \leq \frac{88}{30}$$

$$e = 2.9 \text{ cm}$$



$$\rho = \frac{150}{500} = 0.3 \rightarrow \frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30}$$

$$e = 5 \text{ cm}$$



$$\rho = \frac{360}{360} = 1 > 0.4 \rightarrow \frac{360}{45} \leq e \leq \frac{360}{40}$$

$$e = 9 \text{ cm}$$

2. Coupe-feu

$e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow$  Pour deux heures de coupe-feu.

Le critère de coupe-feu est déterminant. De ce fait l'ensemble des dalles pleines (balcons, terrasse...) seront faites avec une épaisseur de douze centimètre ( $e = 12 \text{ cm}$ ).

Mais vu le chargement important de l'ascenseur, la dalle pleine qui lui revient (dalle sur quatre appuis), sera faite avec une épaisseur de quinze centimètre ( $e = 15 \text{ cm}$ ).

**II.1.2.3 : Les escaliers :** Le bâtiment comporte deux types d'escalier : escalier à deux volées droites, parallèles avec un palier intermédiaire (escalier dominant et qui sera détaillé) et un escalier droit.

❖ **Terminologie essentiel :**

- **Lamarche :** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche :** est la partie verticale, contre la marche (16 à 18 cm).
- **L'emmarchement :** est la largeur utile de chaque marche.
- **Le giron :** est la profondeur de la marche (25 à 32 cm).
- **La paillasse :** dalle pleine inclinée, supportant les marches.
- **Volée :** ensemble de marches, d'un palier à un autre.

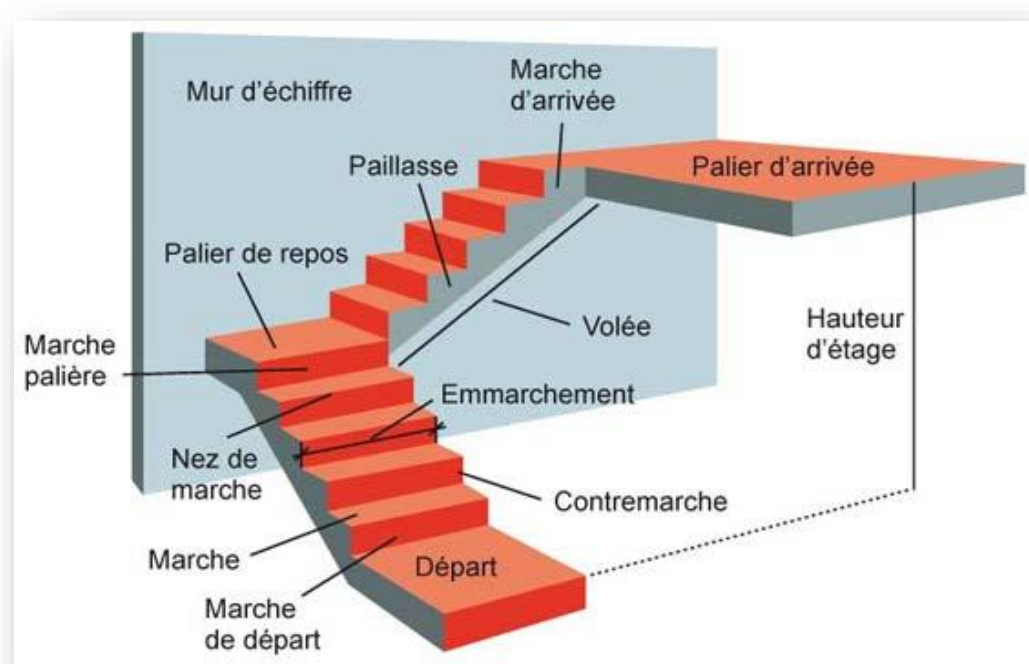


Figure II.5 : Constituants d'un escalier

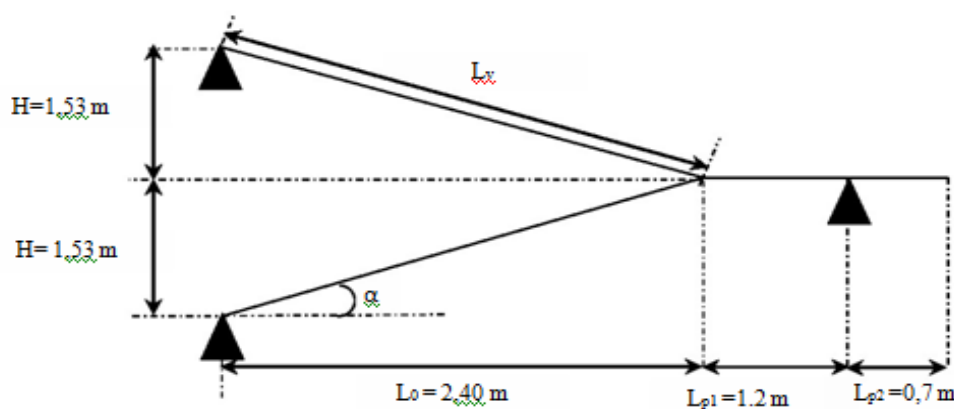


Figure II.6 : Coupe en élévation de l'escalier droit à deux volées

Avec :

-H : la hauteur du palier ; L0 : longueur projetée de la volée

-Lv : longueur de la volée ; Lp1 : longueur du palier de repos.

- **Formule de BLONDEL :**

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

La hauteur de la contre marche a été fixé à : h=17cm.

Nombre de contremarche :  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \rightarrow$  nombre de marches : n-1=8

Le giron :  $g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$

$2 \times h \times g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \rightarrow$  Formule vérifiée.

Angle de raccordement :  $\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0}$ .

Longueur développée  $L = \frac{L_0}{\cos \alpha} + Lp1$ .

- **Epaisseur de la paillasse**  $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$  ;  $e \geq 11 \text{ cm}$  pour 2h de coupe feu.

**Tableau II.3 : Pré-dimensionnement des escaliers**

H(m)	h(cm)	n	g(cm)	Lo(m)	Lp1(m)	Lv(v)	L(m)	$\alpha$	E(cm)
1.53	17	9	30	2.4	1.2	2.86	4.06	32.52°	15

## II.2 : Evaluation des charges et surcharges

**Tableau II.4 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers et murs**

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Terrasse inaccessible en Corps creux</b>	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.1	2.2	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	

<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>6.52</b>	<b>1</b>
<b>Plancher Courant à usage d'habitation</b>	<b>1</b>	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	<b>2</b>	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	<b>3</b>	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	<b>4</b>	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	<b>5</b>	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	<b>6</b>	Cloison de distribution	10	0.1	1	
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>5.33</b>	<b>1.5</b>
<b>Terrasse Inaccessible en Dalle Pleine</b>	<b>1</b>	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	<b>2</b>	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	<b>3</b>	Forme de pente	22	0.1	2.2	
	<b>4</b>	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	<b>5</b>	Dalle pleine	25	0.12	3.75	
	<b>6</b>	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>7.42</b>	<b>1</b>
<b>Dalle pleine (balcons)</b>	<b>1</b>	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44	3.5
	<b>2</b>	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	<b>3</b>	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	<b>4</b>	Dalle pleine	25	0.12	3	
	<b>5</b>	Enduit de ciment	18	0.015	0.27	
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>4.47</b>	<b>3.5</b>
<b>Plancher</b>	<b>1</b>	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44	2.5
	<b>2</b>	Mortier de pose	20	0.02	0.4	

<b>courant en dalle pleine</b>	<b>3</b>	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	<b>4</b>	Dalle pleine	25	0.12	3	
	<b>5</b>	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>					<b>4.48</b>	<b>2.5</b>
<b>Les Murs</b>						
<b>Murs Extérieurs</b>	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4	/
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35	
	3	Lame d'aire	/	0.05	/	
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>2.93</b>	
<b>Murs Intérieurs</b>	1	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	/
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9	
	3	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>1.46</b>	

Tableau. II.5 : Evaluation des charges et surcharges d'escaliers

	<b>Désignation</b>	<b>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Epaisseurs (m)</b>	<b>Poids (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Surcharges Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Le Palier</b>	Dalle pleine	25	0.15	3.75	
	Carrelage	22	0.02	0.44	
	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>		/	/	<b>5.18</b>	<b>2.5</b>
	<b>Paillasse</b>	25	$0.15 \div \cos\alpha$	4.46	

<b>La Volée</b>	Les marches		22	$\frac{0.17}{2}$	1.87	
	Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
		Vertical	22	$0.02 \times 0.17 \div 0.3$	0.25	
	Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.4	
		vertical	20	$0.02 \times 0.17 \div 0.3$	0.23	
	Enduit de plâtre		14	$0.02 \div \cos\alpha$	0.33	
Garde de corps		/	/	/	0.6	
<b>Total</b>	/		/	/	<b>8.57</b>	<b>2.5</b>

### II.3 : Descente de charge

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon le critère de résistance, critère de stabilité de forme (flambement) et conditions de RPA.

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra

L'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné 02 poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités :

P.C2 : poteau central (qui sera détaillé).

P.C3 : poteau au niveau de la cage d'escalier.

Pour avoir le cas le plus défavorable, on va considérer des poteaux (30×40) cm<sup>2</sup> pour le calcul des surfaces afférentes, et des poteaux de dimensions préliminaires définies ci-après pour le calcul des poids propres de ces derniers.

**Tableau II.6 :** Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Niveau	Dimensions (b × h) cm <sup>2</sup>	He(m)	$\gamma_c$ (Kn/m <sup>3</sup> )	poids propre g (KN) $g = h b H_e \gamma_c$
RDC	50×50	3.06	25	19.13
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	45×45			15.50
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	40×40			12.24
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	35×35			10.71
8 <sup>ème</sup>	30×30			6.88

#### II.3.1 Descente de charge du Poteau P.C2



✓ Surfaces afférentes

➤ Niveau 9 (Terrasse inaccessible)

$S1 = 4.22 \text{ m}^2$

$S2 = 4.74 \text{ m}^2 \rightarrow S_{\text{aff}} = 17.38 \text{ m}^2$

$S3 = 4.46 \text{ m}^2$

$S4 = 3.96 \text{ m}^2$

- $G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp}$

$L_{pp} = 5,11 \text{ m}$

$L_{ps} = 3,4 \text{ m}$

$G_{pp} = 25 * 0,4 * 0,4 * 5,11 = 20.44 \text{ KN}$

$G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,3 * 3,4 = 7.65 \text{ KN}$

- $G_{\text{poutres}} = 28.09 \text{ KN}$

➤ Niveau 2-8 :

$S1 = 4.22 \text{ m}^2$

$S2 = 4.74 \text{ m}^2 \rightarrow S_{\text{aff}} = 17.38 \text{ m}^2$

$S3 = 4.46 \text{ m}^2$

$S4 = 3.96 \text{ m}^2$

- $G_{\text{poutres}} = 28.09 \text{ KN}$

➤ RDC

$S1 = 1.48 \text{ m}^2$

$S2 = 0.5 \text{ m}^2$

$S3 = 2.48 \text{ m}^2$

$S4 = 3.96 \text{ m}^2$

- $G_{\text{poutres}} = 17.55 \text{ kN}$

Clé :

T.I : terrasse inaccessible ; C.C : corps creux ; D.P : dalle pleine ; PP : poutre principale ; PS: poutre secondaire.

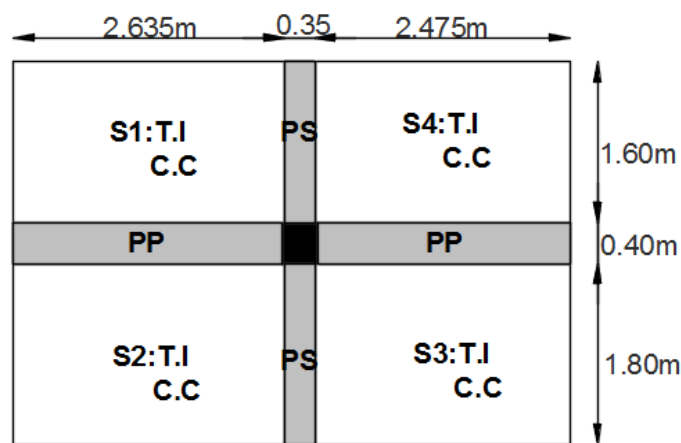


Figure II.7 : Surface afférente du niveau 9

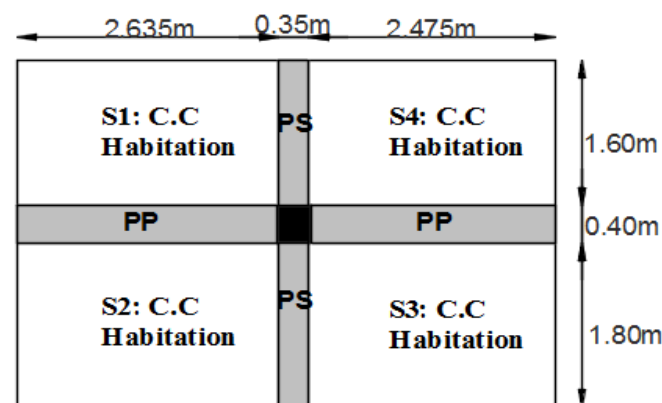


Figure II.8 : Surface afférente du niveau 2-8

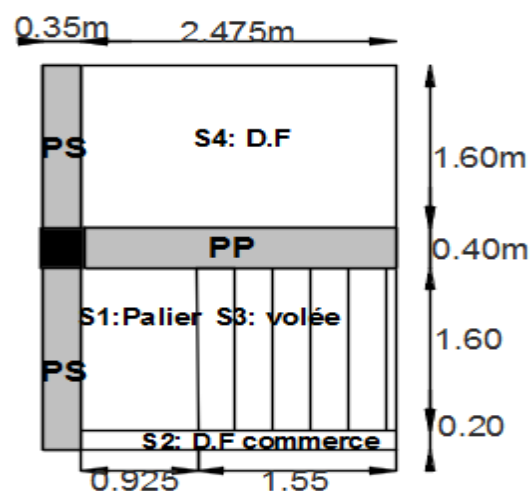


Figure II.9 : Surface afférente du RDC

Tableau II.7 : Résultats de la descente de charge du poteau (P.C2)

Etage	Niveau	Eléments	Poids propre G (KN)	Surcharge Q (KN)
9	0	Plancher terrasse	99.935	Q <sub>0</sub> =17.38
		Poutres	28.09	
		Poteaux	10.71	
	<b>Somme</b>		<b>138.735</b>	<b>17.38</b>
8	1	Venant du 9 <sup>ème</sup>	138.735	Q <sub>1</sub> =26.07
		Plancher	92.50	
		Poutres	28.09	
		Poteaux	12.24	Q <sub>0</sub> + Q <sub>1</sub>
<b>Somme</b>		<b>271.565</b>	<b>43.45</b>	
7	2	Venant du 9 <sup>ème</sup>	271.565	Q <sub>2</sub> =26.07
		Plancher	92.50	
		Poutres	28.09	
		Poteaux	12.24	Q <sub>0</sub> +0.95 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> )
<b>Somme</b>		<b>404.395</b>	<b>66.913</b>	
6	3	Venant du 9 <sup>ème</sup>	404.395	Q <sub>3</sub> =26.07
		Plancher	92.50	
		Poutres	28.09	
		Poteaux	12.24	Q <sub>0</sub> +0.90 (3×Q <sub>1</sub> )
<b>Somme</b>		<b>537.225</b>	<b>87.769</b>	
5	4	Venant du 9 <sup>ème</sup>	537.225	
		Plancher	92.50	
		Poutres	28.09	
		Poteaux	15.50	Q <sub>0</sub> +0.85 (4×Q <sub>1</sub> )
<b>Somme</b>		<b>673.315</b>	<b>106.018</b>	
4	5	Venant du 9 <sup>ème</sup>	673.315	
		Plancher	92.50	
		Poutres	28.09	
		Poteaux	15.50	Q <sub>0</sub> +0.80 (5×Q <sub>1</sub> )
<b>Somme</b>		<b>809.405</b>	<b>121.66</b>	
3	6	Venant du 9 <sup>ème</sup>	809.405	

		Plancher	92.50	
		Poutres	28.09	
		Poteaux	15.50	$Q_0+0.75 (6 \times Q_1)$
		<b>Somme</b>	<b>945.495</b>	<b>134.695</b>
2	7	Venant du 9 <sup>ème</sup>	945.495	
		Plancher	92.50	
		Poutres	28.09	
		Poteaux	19.13	$Q_0+0.7142 (7 \times Q_1)$
		<b>Somme</b>	<b>1085.215</b>	<b>147.71</b>
1	8	Venant du 9 <sup>ème</sup>	1085.215	
		Plancher	92.50	
		Poutres	28.09	
		Poteaux	19.13	$Q_0+0.6875 (8 \times Q_1)$
		<b>Somme</b>	<b>1224.935</b>	<b>160.765</b>
RDC	9	Venant du 9 <sup>ème</sup>	1224.935	
		Plancher	13.2016	
		Poutres	17.55	
		Poteaux	9.56	
		Volée	24.95	
		Palier	9.57	$160.765+5 \times 4.46+2.5 \times 3.96$
		<b>Somme</b>	<b>1299.7666</b>	<b>192.965</b>

Le calcul de la descente de charges pour le poteau « PC3 » a donné les valeurs suivantes :

$G=1191.40$  KN et  $Q= 210.09$  KN. Donc le poteau le plus sollicité est le poteau PC2 avec :

$G=1299.7666$  KN et  $Q=192.965$ KN.

### II.3.2 : Vérifications

- **L'effort normal ultime**

$$N_u=1.35G+1.5Q=1.35 \times 1299.7666+1.5 \times 192.965=2044.1324 \text{KN}$$

Selon le *CBA93* (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime  $N_U$  a 10%, telle que :  $N_U=1.1 (1.35G+1.5Q)$

L'effort normal maximum  $N_u=2044.1324$ KN

Donc :  $N_u = 1.1 \times 2044.1324 = 2248.55 \text{KN}$

**a. Vérification à la résistance (compression simple):**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{MPa} \text{ et } B : \text{ section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \rightarrow B \geq \frac{2.24855}{14.2} \rightarrow B \geq 0.158 \text{m}^2$$

**Tableau II.8:** Vérification des poteaux à la résistance (compression simple)

Niveau	$N_U$ (MN)	B (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
RDC	$2248.55 \times 10^{-3}$	$2500 \times 10^{-4}$	8.99	Vérifiée
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	$2084.29 \times 10^{-3}$	$2025 \times 10^{-4}$	10.29	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étage	$1402.70 \times 10^{-3}$	$1600 \times 10^{-4}$	8.76	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	$942.59 \times 10^{-3}$	$1225 \times 10^{-4}$	7.69	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	$431.78 \times 10^{-3}$	$900 \times 10^{-4}$	4.79	Vérifiée

**b. Vérification au flambement**

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

$Br$  : Section réduite du béton.

$As$  :Section des armatures.

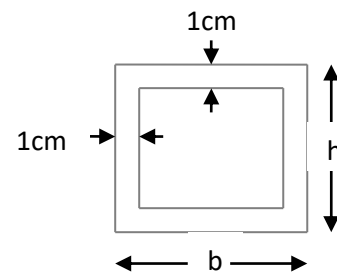
$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité des aciers

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec :}$$



**Figure II.10 :** Section brute

$l_f = 0.7 \times l_0$  : la longueur de flambement.

$l_0$  : hauteur libre du poteau  $\rightarrow l_0 = H_e - H_{P.Principale} = 3.06 - 0.4 = 2.66$  m.

$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  : Rayon de giration avec  $I = \frac{hb^3}{12}$  : Inertie du poteau.

Selon le BAEL :

$A_s \in [0,8 \% Br ; 1,2 \% Br]$   $\rightarrow$  On prend :  $A_s = 1\% \times Br$ .

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \text{ BAEL91 (7-4-2)}$$

$$Br = (a-2) \times (b-2)$$

Tableau II.9 : Vérification des poteaux au flambement

Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (cm)	l <sub>f</sub> (cm)	I (m <sup>4</sup> ) *10 <sup>-3</sup>	i(cm <sup>2</sup> )	λ	α	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (KN)	B <sub>rcal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Condition
50×50	2500	266	186.2	5.2	14.43	12.90	0.828	2304	2248.55	586.95	Vérifiée
45×45	2025	266	186.2	3.41	13.00	14.32	0.822	1849	2084.29	427.62	Vérifiée
40×40	1600	266	186.2	2.13	11.55	16.12	0.815	1444	1402.70	249.97	Vérifiée
35×35	1225	266	186.2	1.25	10.10	18.43	0.815	1089	942.59	62.24	Vérifiée
30×30	900	266	186.2	0.67	8.66	21.50	0.80	784	431.78	50.22	vérifiée

c. Vérification des contions du RPA 99/2003

Tableau II.10: Vérification des poteaux aux conditions du RPA 99/2003

Poteaux	50×50 cm <sup>2</sup>	45×45cm <sup>2</sup>	40×40cm <sup>2</sup>	40×35cm <sup>2</sup>
$\min(b_1, h_1) \geq 25cm$	50cm > 25cm	45cm > 25cm	40cm > 25cm	35cm > 25cm
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	50cm > 15.3cm	45m > 15.3cm	40cm > 15.3cm	35cm > 15.3cm
$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4$	$\frac{1}{4} < 1 < 4$			$\frac{1}{4} < 0.875 < 4$
Observation	Conditions vérifiées pour tous les poteaux			

**Conclusion :**

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

- *Plancher à corps creux* :  $(16 + 4) \text{ cm}$
- *Dalle pleine*  $\begin{cases} e = 15 \text{ cm pour la dalle d'ascenseur} \\ e = 12 \text{ cm pour les dalles restantes} \end{cases}$
- *Epaisseur des paillasse*  $\begin{cases} e = 15 \text{ cm pour l'escalier courant} \\ e = 20 \text{ cm pour l'escalier d'entrée RDC} \end{cases}$
- *Epaisseur des Voiles* :  $e = 15 \text{ cm}$  pour tous les étages.
- *Poutres Principales*  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- *Poutres Secondaires*  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$
- *Poteaux* : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau II.11** : Dimensions des poteaux

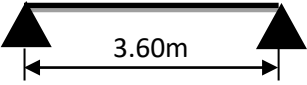
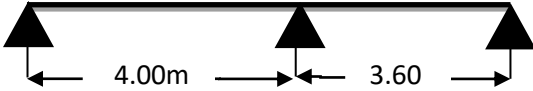
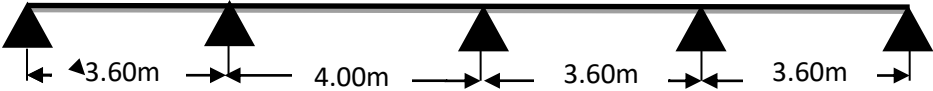
Niveau	RDC	1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup>
Dimensions	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30

**II.4 : Calcul des éléments secondaires**

**II.4.1 : Calcul du plancher à corps creux**

**II.4.1.1 : Etude des poutrelles du plancher courant**

Tableau II.12: Types de poutrelles de la structure

Type	Schéma statique
1 <sup>er</sup> type	
2 <sup>ème</sup> type	
3 <sup>ème</sup> type	

❖ **Méthode de calcul :**

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutres continues en béton armé, comme la méthode de CAQUOT, méthode de CAQUOT minorée et la méthode forfaitaire. Cette dernière sera celle utilisée dans le calcul des trois types de poutrelles que présente la structure.

Le calcul du type deux (02) sera illustré en détails tandis que les restants seront résumés dans des tableaux.

• **Diagrammes des efforts internes dans les différentes poutrelles**

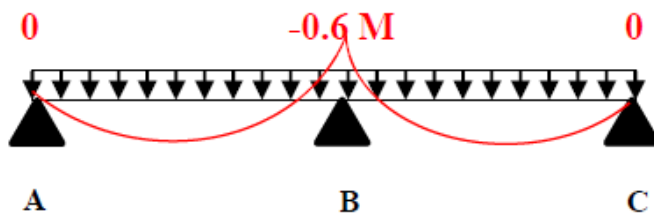


FIG. II.11 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

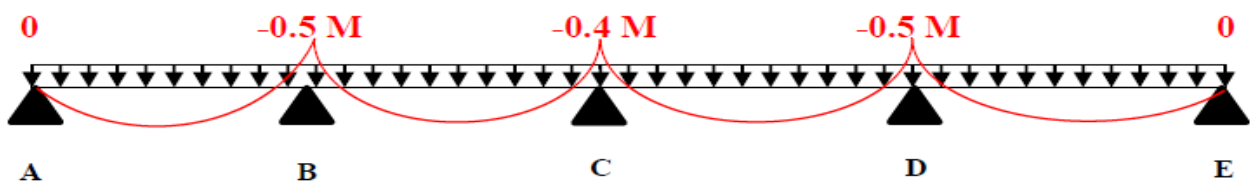


FIG. II.12 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 02 travées

❖ Application de la méthode forfaitaire sur le type 02 de l'étage courant

– plancher à surcharge modérée :  $Q=1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN/m}^2)=5 \text{ KN/m}^2$ .

– le rapport entre deux travées successives  $\frac{LI}{LI+1} = \frac{4}{3.6} = 1.11 \in [0.8, 1.25]$

– le moment d'inertie constant sur toutes les travées.

– fissuration peu nuisible (F.P.N).

⇒ Les conditions de la méthode sont vérifiées pour tous les types.

➤ **Combinaisons d'actions et calculs des charges**

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  $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau II.13 : Les charges revenant aux poutrelles

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.75	1.0	9.26	6.02	6.75	4.39
Plancher Etage courant	5.33	1.5	9.44	6.14	6.83	4.44

1. Valeurs des Moments

❖ Moments en appuis

$M_A=M_C=0$  / le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif :

$M = -0.15M_0$

$M_A=M_C = -0.15 \times \frac{P_u \times l^2}{8}$

$M_A=M_C = -1.84 \text{ KN.m}$  (ELU).

$M_A=M_C = -1.33 \text{ KN.m}$  (ELS).

$M_B = -0.6M_0^{AB}$  ( $M_0^{AB}$  ayant pris la travée AB comme défavorable  $M_0^{AB} = \frac{P_u \times l^2}{8}$ ).

$M_B = -7.40 \text{ KN.m}$  (ELU) ;  $M_B = -5.33 \text{ KN.m}$  (ELS).

❖ Moments en travées :

$$\left. \begin{aligned} Mt + \frac{M_A+M_B}{2} &\geq \max [(1 + 0.3\alpha); 1.05] \times M_0 \dots (1) \\ Mt &\geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} \times M_0 \dots \dots \dots (2) \end{aligned} \right\} Mt = \max [(1); (2)]$$

avec :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.33} = 0.219$

donc :  $01 + 0.3\alpha = 1.066$ .  
 $1.2 + 0.3\alpha = 1.266$ .



$$\left. \begin{aligned} Mt &\geq 1.066 M_0 - 0.3M_0 = \mathbf{0.766M_0} \dots\dots\dots (1) \\ Mt &\geq \mathbf{0.633M_0} \dots\dots\dots (2) \end{aligned} \right\}$$

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

$M_t^{AB} = 9.42 \text{ KN.m (ELU)}$  ;  $M_t^{AB} = 6.82 \text{ KN.m (ELS)}$ .

**2. Evaluation de l'effort tranchant :**

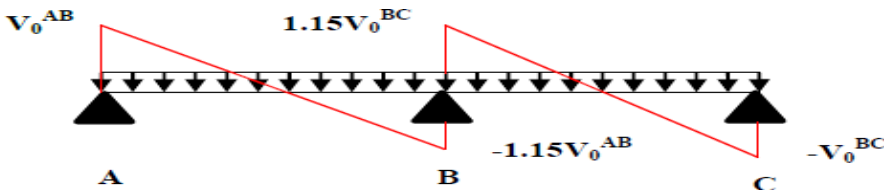


FIG. II.13 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées

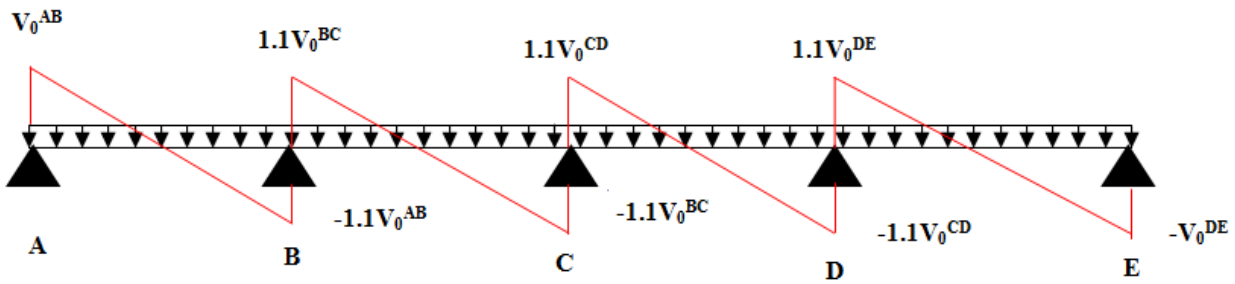


FIG. II.14 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

• **L'effort tranchant isostatique à l'ELU**

$$V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

▪ **Travée AB :**

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.14 \times 4}{2} = 12.28 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{P_u \times l}{2} = -14.12 \text{ KN}$$

▪ **Travée BC :**

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{6.14 \times 3.6}{2} = 12.71 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -11.05 \text{ KN}$$

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

Tableau II.14 : Sollicitations dans les différentes poutrelles du plancher courant

Type de poutrelle	ELU (KN.m)				ELS (KN.m)		
	$M_a^r$	$M_a^{int}$	$M^t$	$V_u^{max}$	$M_a^r$	$M_a^{int}$	$M^t$
Type 01	-1.5	/	10	11.05	-1.08	/	7.2
Type 02	-1.84	-7.4	9.42	14.12	-1.33	-5.33	6.82
Type 03	-1.5	-6.15	8.12	13.51	-1.08	-4.50	5.90
Max	<b>-1.84</b>	<b>-7.40</b>	<b>10</b>	<b>14.12</b>	<b>-1.33</b>	<b>-5.33</b>	<b>7.20</b>

Tableau II.15 : Sollicitations dans les différentes poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Type de poutrelle	ELU (KN.m)				ELS (KN.m)		
	$M_a^r$	$M_a^{int}$	$M^t$	$V_u^{max}$	$M_a^r$	$M_a^{int}$	$M^t$
Type 01	-1.5	/	9.75	10.84	-1.07	/	7.13
Type 02	-1.81	-7.22	7.25	13.85	-1.32	-5.28	5.30
Type 03	-1.5	-6.02	7.74	13.24	-1.07	-4.40	5.66
Max	<b>-1.81</b>	<b>-7.22</b>	<b>9.75</b>	<b>13.85</b>	<b>-1.32</b>	<b>-5.28</b>	<b>7.13</b>

➤ **Ferraillage**

L'exemple de ferraillage se fera avec les sollicitations maximales du plancher étage courant, à la flexion simple comme des sections en T.

- **Calcul du moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$**

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

- ✓ Si  $M_u \leq M_{tu}$  la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de Compression ➡ calcule une section rectangulaire ( $b \times h$ ).
- ✓ Si  $M_u > M_{tu}$  ➡ calcule une section en T.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_t = 10 \text{ kN.m} < M_{tu}$  ➡ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) avec  $M_t$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \Rightarrow \quad \mu_{bu} = \frac{10 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.033 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \quad \Rightarrow \quad \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \quad \Rightarrow \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.042$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.042) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{10 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 1.63 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{tmin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times 10^3 = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$ .....Condition vérifiée.

❖ **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires**

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

$$M_a^{int} = 7.40 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{int}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.40 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.161$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 0.221 ; z = 0.164 \text{ m} ; A_a^{int} = 1.30 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a^{int}$ .....Condition vérifiée.

- **Calcul de l'armature aux appuis de rive**

$$M_a^{rive} = 1.84 \text{ KN.m.}$$

$$A_a^{rive} = M_a^{rive} \times A_a^{int} \div M_a^{int} \Rightarrow A_a^{rive} = 0.32 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a$ .....Condition vérifiée.

❖ **Choix d'armatures**

En travée :  $3HA10=2.36cm^2$ .

En appuis intermédiaire :  $2HA10=1.57cm^2$ .

En appuis de rive :  $1HA10=0.79cm^2$ .

➤ **Vérifications à l'ELU**

**1. Vérification au cisaillement**

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

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

$$V^{\max} = 14.12KN$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{14.12 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.784Mpa$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ **Ferraillage transversal**

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

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

$\Phi_L$  : diamètre minimale des armatures longitudinale ( $\Phi_L = 8mm$ ).

$$\Phi_t \leq \min \{ 200 / 35, 10 / 10, 8 \} = 5.71mm$$

Choix : étrier  $\Phi 6$ .

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

• **Espacement  $S_t$**

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

Suivantes:

$$S_t = \min \left\{ \begin{array}{l} \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 16.2cm \\ A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)} = 118.44cm \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57cm \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (Art A.5.1.2.2)}$$

Avec:

$$\alpha=90^\circ$$

k=1 (flexion simple)

Soit: **St = 15cm.**

**2. Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure**

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \text{ (Art A.5.3.2 [1])}$$

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

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 14.12 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.92 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

**3. Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis**

$$A_L \geq 1.15 \times V_u / f_e \text{ (Art A.5.1.3.1.2).}$$

$$A_L = 3HA10 + 1HA10 = 3.15 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 \times 14.12 \times 10^{-3} / 400 = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$A_L > 1.15 \times V_u / f_e \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**4. Vérification de l'effort tranchant dans le béton (vérification de la bielle)**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$  (Art A.6.1.3).

$$\text{Avec : } a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u = 0.01412 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 0.108 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérifications à l'ELS** : les vérifications à faire sont :

- état limite d'ouverture des fissures,
- état limite de déformation.

**Remarque**

Dans les calculs à l'ELU, on a trouvé  $A' = 0$  sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 10) donc pendant les calculs on prend  $A' = 0.79 \text{ cm}^2$ .

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{ct28} \text{ (Art A.4.5.2 [1]).}$$

❖ **En travée**

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2.44 \times 10^{-5} \text{ m}^3.$$

$H > 0$  (alors l'axe neutre passe par la table de compression)  $\Rightarrow$  calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

- **Calcul de y :**  $\frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc} (y - d') - 15A_{st} (d - y) = 0.$

$$32.5y^2 + 47.25y - 660.9 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) :  $y = 3.84\text{cm}$

- **Calcul de I**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{sc} (y - d')^2 + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 8364.85 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9.77 \times 10^{-3}}{8349.90 \times 10^{-8}} \times 0.0386 = 4.51 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

❖ **En appuis intermédiaires**

$M_{ser} = -5.33 \text{ kN.m} \rightarrow$  calcul d'une section  $b_0 \times h$

- **Calcul de y :**

$$\frac{b_0}{2} y^2 - 15A_{st} (d - y) = 0.$$

$$5y^2 + 23.55y - 423.9 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

Après résolution de l'équation (2) :  $y = 7.15 \text{ cm}$

- **Calcul de I**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 3990.78 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5.33 \times 10^{-3}}{3990.78 \times 10^{-8}} \times 0.0715 = 9.55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

**2. Etat limite de déformation**

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) du BAEL stipule, que si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- ✓  $h \geq \frac{M T_s}{15 M_0} \times l = \frac{3.6}{15} = 0.24 \text{ m} \rightarrow h = 20 \text{ cm} < 24 \text{ cm}$  ..... condition non vérifiée.
- ✓  $A \leq \frac{3.6 \times b_0 \times d}{f_e} = 1.62 \text{ cm}^2$  or  $A = 3.15 \text{ cm}^2 > 1.62 \text{ cm}^2$  ..... condition non vérifiée.
- ✓  $L = 3.6 \text{ m} < 8 \text{ m}$  ..... condition vérifiée.

avec : **h** : Hauteur de la poutrelle, **L** : Longueur de la travée ; **M<sub>t</sub>** : Moment en travée

**M<sub>0</sub>** : Moment isostatique de cette travée ; **A** : Section des armatures choisies.

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées alors y a lieu de vérifier la flèche.

➤ **Evaluation des moments en travée:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = (G+Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = 5.61 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 4.05 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 7.19 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Avec:  $j = G - G_{revêtement} = 5,33 - (0,44 + 0,4 + 0,36 + 0,28) = 3,85 \text{ KN.m}$

$G = 5.33 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

• **Calcul des contraintes  $\sigma_{st}$**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \times \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = M_{ser}^j \times \frac{\sigma_{st}^g}{M_{ser}^g} \\ \sigma_{st}^p = M_{ser}^p \times \frac{\sigma_{st}^g}{M_{ser}^g} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^g = 142.45 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 102.84 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 182.57 \text{ MPa} \end{array} \right. \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} I = 8364.85 \text{ cm}^4 \\ y = 3.84 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• Calcul de :  $\rho, \lambda, \mu$

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

▪  $\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.15}{10 \times 18} = 0.017$  pourcentage d'acier dans la section (1.7%).

▪  $\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \end{cases} \rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = 2.51 \\ \lambda_v = 1 \end{cases}$

▪  $\mu = \begin{cases} \mu_g = \max \left[ 0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}(g) \times f_{t28}} \right] = 0.69 \\ \mu_j = \max \left[ 0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}(j) \times f_{t28}} \right] = 0.59 \\ \mu_p = \max \left[ 0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}(p) \times f_{t28}} \right] = 0.75 \end{cases}$

• Calcul des moments d'inertie de la section homogénéisée (acier + béton)

$$y_G = \frac{b \times \frac{h_0^2}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times \left( h - \frac{h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_d + 15A'd'}{(b \times h_0) + b_0 \times (h - h_0) + 15A + 15A'}$$

❖  $y_G = 6.64 \text{ cm}$

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (y_G - h_0)^3}{3} + 15A \times (d - y_G)^2 + 15A' \times (y_G - d')^2$$

❖  $I_0 = 18777.91 \text{ cm}^4$

• Module de YOUNG instantané et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt{f_{c283}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Calcul des moments d'inertie fissurés ( $I_f$ ) et des flèches ( $f$ )

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 12222.31 \text{ cm}^4 \\ I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 8325.90 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 7165.90 \text{ cm}^4 \\ I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 7560.92 \text{ cm}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{serg} \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 0.549 \text{ cm} \\ f_{ji} = M_{serj} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 0.194 \text{ cm} \\ f_{pi} = M_{serp} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 0.4 \text{ cm} \\ f_{gi} = M_{serg} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 0.296 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0.459 \text{ cm} < f = 0.72 \text{ cm} \dots \dots \dots$  la flèche est vérifiée.



II.4.1.2 : Etude des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Pour le plancher terrasse inaccessible, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau II.16 : Calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible

Niveau	Endroit	M (KN.M)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	Travée	9.75	0.032	0.041	0.177	1.60	1.41	1HA10+2HA8=1.80
	$A^{int}$	7.22	0.156	0.213	0.164	1.30	0.22	2HA10=1.57
	$A^{rive}$	1.81	$M^r \times A^{int} \div M^{int} = 0.32$				0.22	1HA10=0.79

Tableau II.17 : Vérifications à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Niveau	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l \geq \gamma_s \times v_u + f_e$ (Cm <sup>2</sup> )	Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (MPa)
Terrasse	0.77 < 3.33	2.59 > 0.39	13.85 < 108	0.9 < 0.33
Observation	Conditions vérifiées			

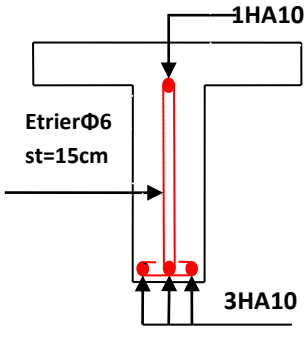
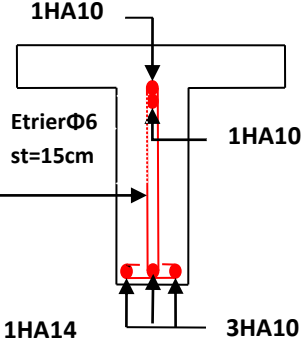
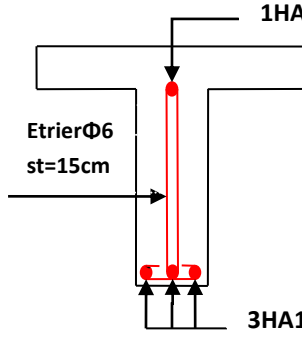
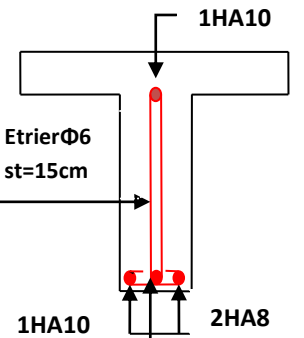
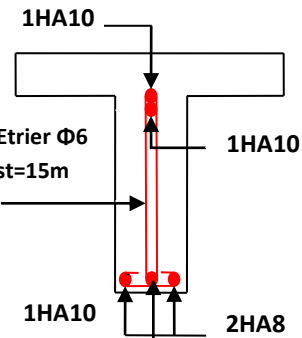
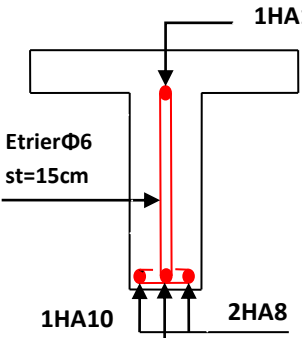
Tableau II.18 : Vérification à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Niveau	Endroit	M (KN.M)	$A^s$ (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
Terrasse	Travée	7.13	2.59	3.40	6630.13	3.65 < 15	Condition vérifiée
	$A^{int}$	5.28	1.57	7.15	3990.78	9.55 < 15	Condition vérifiée

Tableau II.19 : Vérification de la flèche des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

L (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{gser}$ (KN.m)	$M_{jser}$ (KN.m)	$M_{pser}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	Observation
3.6	2.59	6.05	4.51	7.13	6630.13	17892.80	Condition vérifiée
$Y_G$ (cm)	$I_{fgv}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fpi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgi}$ (cm <sup>4</sup> )	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)	
6.42	6158.35	6667.40	5986.94	10478.10	0.504	0,720	

Tableau II.20 : Ferrailage des différentes poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			
Plancher terrasse inaccessible			

➤ **Ferrailage de la dalle de compression**

On utilise des ronds lisses de nuance  $f_e = 500 \text{ MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml})$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

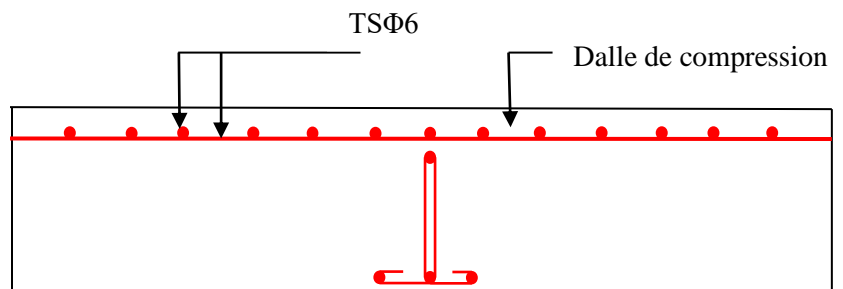


FIG. II.15 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

$5\phi 6 / \text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2$  perpendiculaires aux poutrelles  $\rightarrow St = 100 \div 20 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

$4\phi 6 / \text{ml} = 1.13 \text{ cm}^2$  parallèles aux poutrelles  $\rightarrow St = 100 \div 4 = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots \dots \dots$  condition vérifiée. On opte pour un treillis soudé de mailles (150x150) mm<sup>2</sup>.

II.4.2 : Calcul du plancher à dalle pleine

Tableau II.21 : Données des différents panneaux de dalle (voir annexe 03)

Type		L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	ρ	ELU		ELS	
					μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>
Balcon	D1	2.29	3.20	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
	D2	2.90	3.20	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
	D3	1.95	3.20	0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
	D4	1.05	2.29	0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.33319
	D5	0.69	3.06	0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.33319
	D6	1.09	1.86	0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462
	D7	1.50	3.10	0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
	D8	1.40	3.30	0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
Séjour	D1'	1.50	5.10	0.29	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
	D2'	1.50	3.60	0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
	D3'	1.50	5.00	0.3	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
	D4'	0.65	3.30	0.20	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
Terrasse	D1''	1.50	5.10	0.29	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
	D2''	1.50	3.60	0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
	D3''	1.50	5.00	0.30	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924

Tableau II.22 : Sollicitations dans les différents panneaux de dalle pleine

Types		Sollicitations							
		ELU					ELS		
		M <sub>x</sub> <sup>travée</sup> (KN.m)	M <sub>y</sub> <sup>travée</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	M <sub>x</sub> <sup>travée</sup> (KN.m)	M <sub>y</sub> <sup>travée</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)
Balcon	D1	13.11	15.03	5.30	8.62	3.87	9.25	10.62	3.74
	D2	13.11	22.53	7.95	10.92	3.20	9.26	15.31	5.61
	D3	13.11	10.85	4.62	7.34	4.38	9.26	7.66	3.26
	D4	4.71	1.85	1.66	3.95	5.87	3.32	1.30	1.17
	D5	0.23	1.85	1.66	4.14	5.87	0.168	1.30	1.17
	D6	0.722	0.321	0.255	4.10	5.21	0.72	0.32	0.255
	D7	11.88	5.40	4.19	5.64	5.26	8.39	3.81	2.96
	D8	2.023	0.505	0.714	5.27	5.63	1.45	0.43	0.515
Séjour	D1'	12.98	0.505	0.714	15.96	5.63	9.30	0.43	0.515
	D2'	17.28	5.40	10.16	5.64	5.49	12.20	3.81	7.18

	D3'	11.81	5.40	10.16	15.75	5.49	8.63	3.81	7.18
	D4'	2.07	5.40	10.16	6.36	5.49	1.47	3.81	7.18
Terrasse	D1''	11.25	5.40	10.16	6.36	5.49	8.63	3.81	7.18
	D2''	16.07	5.02	9.45	5.25	5.11	11.73	3.66	6.90
	D3''	11.25	5.02	9.45	15	5.11	8.63	3.66	6.90

Tableau II.23 : Ferrailage des différents panneaux de dalle pleine

Type	Sens	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)
D1	X-X	13.11	0.114	0.152	0.084	4.459	1.096	4HA12=4.52
	Y-Y	15.03	0.131	0.176	0.083	5.167	0.96	4HA14=6.16
	Appui	5.30	0.046	0.059	0.087	1.736	0.36	4HA08=2.01
D2	X-X	13.11	0.114	0.182	0.0845	4.459	1.005	4HA12=4.52
	Y-Y	22.53	0.193	0.275	0.0800	5.192	0.96	4HA14=6.16
	Appui	7.95	0.069	0.0801	0.0867	2.635	0.96	4HA10=3.14
D3	X-X	13.11	0.114	0.152	0.0845	4.459	1.147	4HA12=4.52
	Y-Y	10.85	0.0946	0.124	0.0855	3.650	0.96	4HA12=4.52
	Appui	4.62	0.0403	0.0514	0.0881	1.509	1.147	4HA08=2.01
D4	X-X	4.71	0.0410	0.0524	0.0881	1.537	1.219	3HA10=2.36
	Y-Y	1.85	0.0161	0.0203	0.0892	0.596	0.96	3HA10=2.36
	Appui	1.66	0.0144	0.0182	0.0893	0.535	1.219	4HA08=2.01
D5	X-X	0.23	0.0026	0.0032	0.079	0.085	0.96	3HA10=2.36
D6	X-X	0.97	0.008	0.0106	0.0890	0.3110	1.158	3HA10=2.36
	Y-Y	0.26	0.002	0.0028	0.0898	0.0839	0.96	3HA10=2.36
	Appui	0.34	0.0029	0.0037	0.0898	0.1090	1.158	4HA08=2.01
D7	X-X	11.88	0.103	0.136	0.0850	4.016	1.207	3HA10=2.36
	Y-Y	5.40	0.0470	0.0602	0.0878	1.786	0.96	3HA10=2.36
	Appui	4.19	0.0365	0.0465	0.0883	1.365	1.207	4HA08=2.01
D8	X-X	2.023	0.0170	0.022	0.0831	0.652	1.236	3HA10=2.36
	Y-Y	0.505	0.008	0.005	0.0838	0.161	0.96	3HA10=2.36
	Appui	0.714	0.006	0.0078	0.0897	0.228	1.236	4HA08=2.01
D1'	X-X	12.98	0.0101	0.0127	0.0895	4.16	1.20	4HA12=4.52
D2'	X-X	17.28	0.150	0.205	0.0826	6.015	1.24	4HA12=4.52
	Y-Y	5.40	0.047	0.0602	0.0878	1.76	0.96	4HA10=3.14
	Appui	10.16	0.0886	0.116	0.0858	3.40	1.24	4HA12=4.52
D3'	X-X	11.81	0.102	0.134	0.0851	3.98	1.08	4HA12=4.52
D4'	X-X	2.07	0.0180	0.0227	0.0891	0.667	1.086	3HA10=2.36
D1''	X-X	11.25	0.0880	0.115	0.0858	3.767	1.08	4HA12=4.52
D2''	X-X	16.07	0.140	0.189	0.0831	5.55	1.24	4HA16=6.16
	Y-Y	5.02	0.043	0.055	0.087	1.64	0.96	3HA10=2.36
	Appui	9.45	0.082	0.107	0.0861	3.15	1.24	4HA12=4.52
D3''	X-X	11.25	0.0881	0.115	0.0859	3.767	1.086	4HA12=4.52

❖ **Exemple de calcul** : l'exemple sera basé sur le panneau de la cage d'ascenseur, qui est un panneau sur quatre (04) appuis travaillant dans les deux sens.

➤ **Calcul des sollicitations**

- Données :

$L_x=3.60m, L_y=3.60m \rightarrow \rho=1>0.4 \rightarrow$  dalle travaille dans les deux (02) sens avec :

$G=4.48KN/m^2$  et  $Q=2.5KN/m^2 \rightarrow P_u=1.35G+1.5Q=9.80KN/ml.$

• **Calcul des Moments isostatiques** : (en supposant que la dalle est simplement appuyée)

$M_0^x=u_x \times P_u \times l_x^2$  et  $M_0^y=u_y \times P_u \times l_y^2.$

$u_x=0.0368, u_y=1 \rightarrow M_0^x= M_0^y=4.67KN.m.$

• **Calcul des moments maximums** : ( dalle semi-encastree → correction des moments)

▪ **En travée**

$M_t^x = M_t^y= 0.75 \times M_0^x=3.50KN.m.$

(0.75 : coefficient de correction pour une travée intermédiaire)

▪ **En appui**

$M_a^x = M_a^y= -0.5 \times M_0^x= -2.33KN.m$

(0.5 : Coefficient de correction pour un appui intermédiaire)

➤ **Ferraillage** : les résultats de calcul à la flexion simple sont résumés dans le tableau suivant :

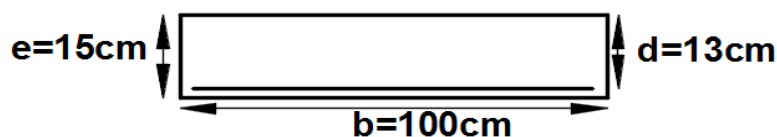


FIG. II.16 : Section de la dalle à ferrailer

Tableau II.24 : Sollicitation dans le panneau cage d'ascenseur

Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	3.50	0.0145	0.0182	0.1290	0.78	4HA10=3.14
Appui	2.32	0.0096	0.0120	0.1293	0.51	4HA08=2.01

➤ **Vérifications à l'ELU**

- **Condition de non fragilité**

$$e=15 > 12\text{cm et } \rho > 0.4 \rightarrow A^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A^{\text{adoptée}} > A^{\min}$  ....condition vérifiée.

- **Espacement  $St$  : fissuration peu nuisible**

$$St \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow St = 25\text{cm} \text{ ( en appuis et en travée)}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\rho > 0.4 \rightarrow Vu = \frac{pu \times lx}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4} = \frac{9.80 \times 3.60}{2} \times \frac{3.6^4}{3.6^4 + 3.6^4} = 8.82 \text{ KN.}$$

$$\tau u = \frac{vu}{b \times d} = \frac{8.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.067 \text{ MPa} < \bar{\tau u} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

➔ Pas de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification à l'ELS**

Tableau II.25 : Résultats de calcul à l'ELS du panneau de dalle

position	$M^{\text{ser}}$ (KN.m)	$A^{\text{ser}}$ (Cm <sup>2</sup> /ml)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	2.99	3.14	2.47	2510.7	2.953	15	vérifiée
Appui	-1.99	2.01	1.80	1368.6	2.631	15	vérifiée

**Remarque** : la fissuration est peu nuisible donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

➤ **Schéma de Ferrailage**

**Remarque**

Les armatures qui devraient traverser l'ouverture de la cage d'ascenseur seront remplacées par des aciers de renfort de section équivalente définie comme suit :

$$Ax' = Ay' = 2.10 \times 3.14 = 6.59 \text{ cm}^2 \text{ Soit } Ax' = Ay' = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

La longueur de ces barres est définie par la relation suivante :

$$La = a + a + 2ls \text{ avec } ls : \text{longueur de scellement} = 40\phi \text{ pour des armatures HA.}$$

$$La = 2.1 + 2.1 + 2 \times 40 \times 0.012 = 5.16 \text{ m.}$$

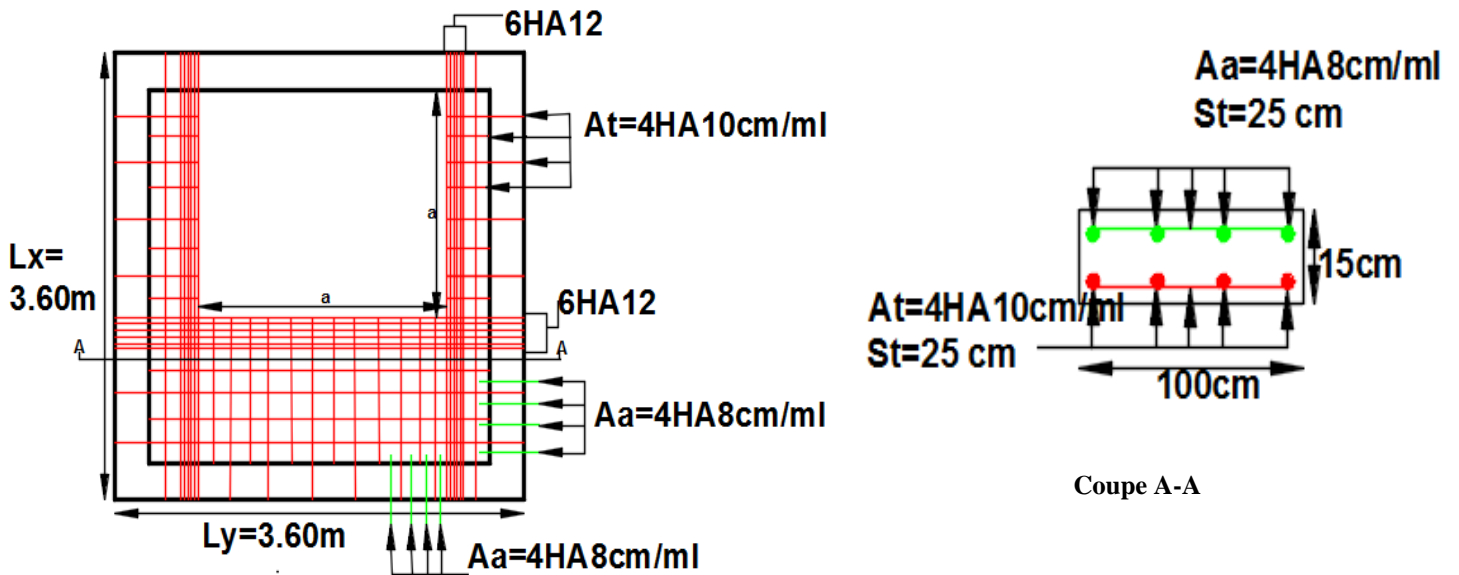


Fig. II.17 : Ferrailage de la dalle pleine de la cage d’ascenseur

II.4.3: Calcul de l’escalier

➤ Calcul des sollicitations

- Les charges qui reviennent sur la volée

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.57) + (1.5 \times 2.5) = 15.32 \text{ KN/ml à l'ELU.}$$

$$q_v = G_v + Q_v = 8.57 + 2.5 = 11.07 \text{ KN/ml à l'ELS.}$$

- Les charges qui reviennent sur le palier

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.18) + (1.5 \times 2.5) = 10.74 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.18 + 2.5 = 7.70 \text{ KN/ml à l'ELS.}$$

- Schéma statique de l’escalier

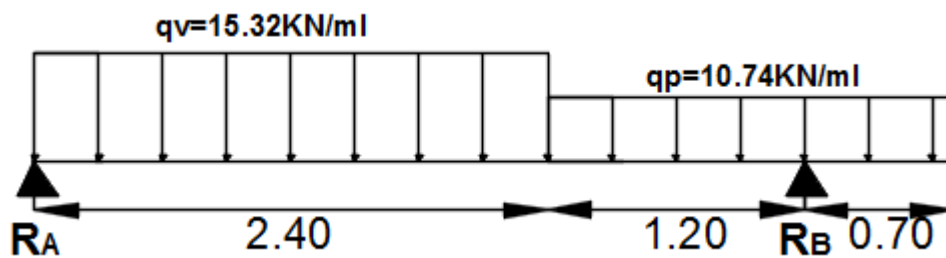


FIG. II.18 : Schéma statique de l’escalier

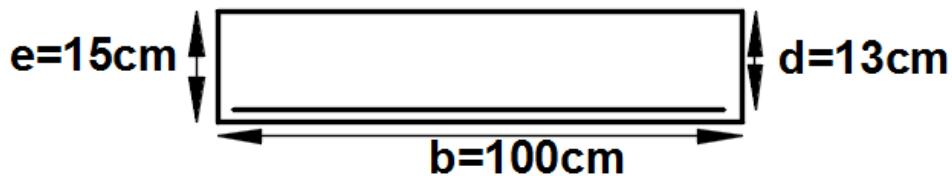
La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

**Tableau II.26 :** Sollicitations dans l’escalier

Appui	Réactions (KN)		V (KN)	V <sup>max</sup> (KN)	x (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)		M (KN.m)	
	ELU	ELS				ELU	ELS	M <sup>t</sup>	M <sup>a</sup>
A	25.93	18.72	-25.93	25.93	1.7	21.94	15.83	16.45	-10.97
B	31.24	22.50	23.73						

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec  $Mt^{max}$  pour une section  $(b \times h) = (1ml \times e)$  ; la même chose pour le ferraillage aux appuis avec  $Ma^{max}$



**FIG. II.19 :** section d’escalier à ferrailler

**Tableau II.27:** Résultats de ferraillage de l’escalier

En travée									
Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> /ml)	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St(cm)	A <sup>r</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
16.45	0.068	0.088	0.125	3.78	1.57	5HA10=3.92	20	3HA8=1.51	33
En appui									
10.97	$M_a \times A_t \div M_t = 2.52$				1.57	4.52=4HA12	25	3HA8=1.51	33

➤ **Vérifications à l’ELS**

• **Etat limite d’ouverture des fissures**

Comme la fissuration est peu nuisible et A’ est nulle, y a lieu de vérifier que la contrainte de compression du béton  $\sigma_{bc}$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :



Tableau II.28: Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures de l'escalier

position	M <sup>ser</sup> (KN.m)	A <sup>cal</sup> (Cm <sup>2</sup> /ml)	$\sqrt{\Delta}$	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	11.87	2.46	395.40	3.40	6729.14	6.00	15	vérifiée
Appui	-7.91	2.46	353.09	3.06	5608.73	4.31	15	vérifiée

• Etat de déformation :

$e=15\text{cm} < M_t \times l \div M_0 = 27\text{cm}$  → La condition n'est pas vérifiée, alors il y a lieu de vérifier la flèche.

Tableau II.29 : Sollicitations à l'ELS dans l'escalier

	q <sub>v</sub> (KN/ml)	q <sub>p</sub> (KN/ml)	R <sub>A</sub> (KN)	R <sub>B</sub> (KN)	X (m)	M <sup>0max</sup> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Sous g	8.57	5.18	14.40	16.01	1.7	12.10	9.07
Sous j	6.33	3.75	10.62	11.70	1.7	8.91	6.70
Sous p	11.07	7.68	18.73	22.43	1.7	15.84	11.88

Tableau II.30 : Vérification de la limite de déformation dans l'escalier

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	Observation
3.6	3.92	6.70	9.07	11.88	6729.14	29836.70	Condition vérifiée
Y <sub>g</sub> (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)	
7.70	25640.91	14986.50	11087.96	22236.02	0.57	0.72	

➤

➤ Schéma de ferrailage

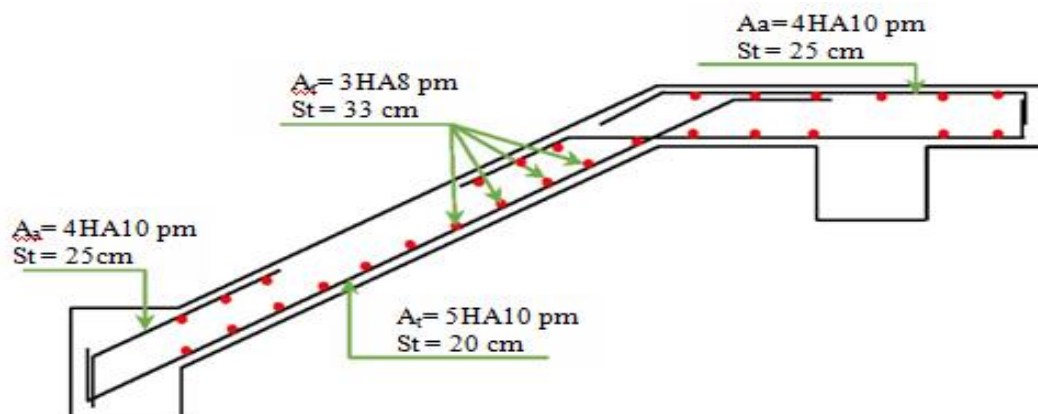


FIG. II.20 : Schéma de ferrailage de l'escalier

➤ Calcul de la poutre palière

- Dimensionnement

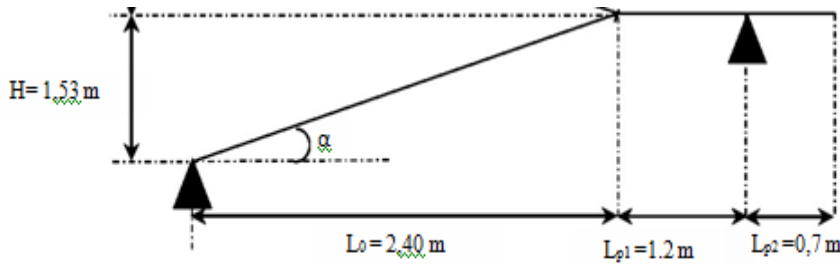


Fig. II.21 : Coupe en élévation de l'escalier

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{avec : } L = L_v + L_{p1} = 2.86 + 1.2 \rightarrow L = 4.06\text{m} \rightarrow 27.06 \text{ cm} \leq h \leq 40.6\text{cm}$$

- Exigence du RPA99/2003

$$h \geq 30 \text{ cm} ; \quad b \geq ; \quad h/b < 4 \quad \rightarrow \quad (b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

- Schéma statique : La poutre palière est soumise à la flexion simple et à la torsion.

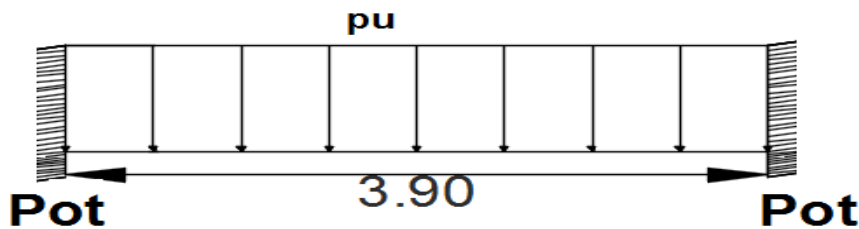


Fig. II.22 : Schéma statique de la poutre palière

Charges revenant à la poutre palière :

- Son Poids propre :  $G_0 = 25 \times b \times h$ .
- $R_b$  : charge transmise par la paillasse.
- Moment de torsion :  $M_{Tor} = M_a^{esclavier} \times L_p \div 2$ .

Tableau II.31 : Sollicitation de la poutre palière à la flexion simple

	$G_0$ (KN/m)	$R_B$ (KN)	$P_u$ (KN/m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
ELU	2.62	31.24	34.78	16.53	-22.04	67.82
ELS		22.50	25.12	11.94	-15.92	

Tableau II.32 : Ferrailage de la poutre palière

Endroit	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_l^{Flexion}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{tran}^{Flexion}$ (cm <sup>2</sup> )	
Travée	16.53	A	0.0356	0.0453	0.324	1.46	0.6	
Appui	22.04		0.0475	0.0618	0.322	1.96		
Ferrailage à la Torsion								
$M^{Tor}$ (KN.m)	e (m)	$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	U(m)	$A_l^{Torsion}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{tran}^{Torsion}$			
-21.40	0.05	0.075	1.1	4.51	0.82			
Section Globale								
	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )		$A_{tran}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{Adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{Adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{tran}^{Adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
	Appui	Travée						
section Globale	3.71	4.21	1.42	5.25	6HA12=6.78	6HA12=6.78	3HA8=1.51	20

➤ Schéma de ferrailage :

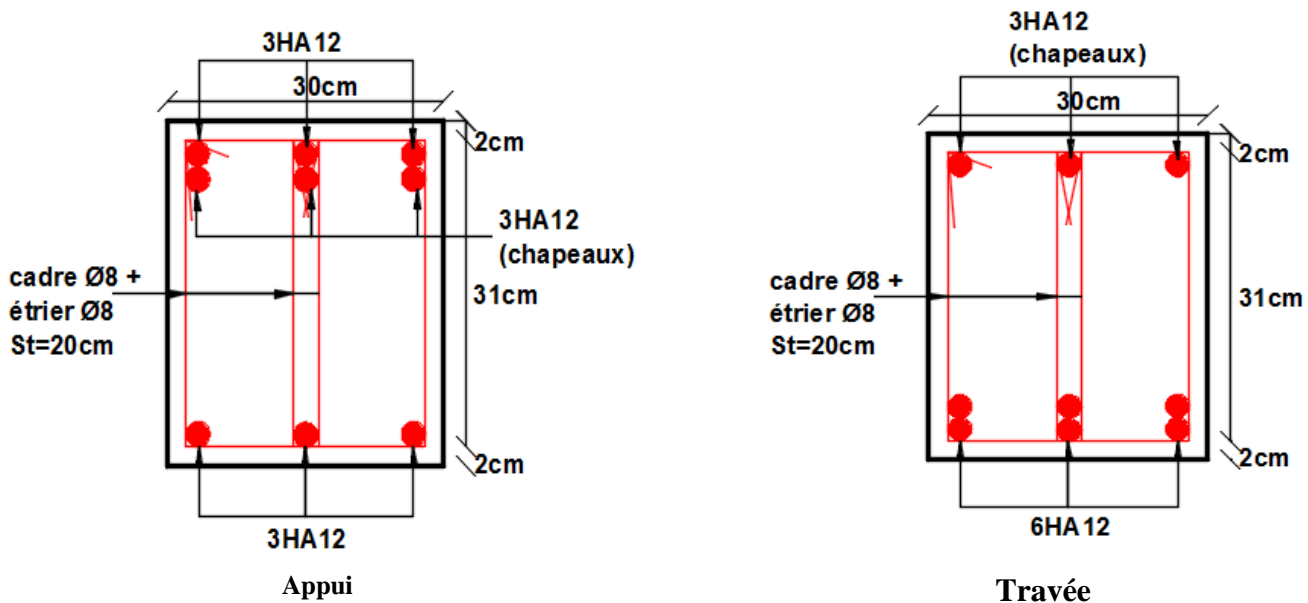


Fig. II.23 : Ferrailage de la poutre palière

II.4.4 : Etude de la poutre de chaînage

La poutre sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons. Dimension (b×h)=(30×30) cm<sup>2</sup>.

➤ **Calcul des sollicitations**

• **Charges sur revenant à la poutre**

- Poids propre :  $G_P = 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml}$

- Poids du plancher à corps creux :  $q_{cc} = P_{\text{plancher}} \times l_d$

- Poids du plancher à dalle pleine :  $q_D = P_{\text{palier}} \times l_g$

Avec :  $l_d = 2.9 \text{ m}$  ;  $l_g = 0.7 \text{ m}$  ;  $G_{cc} = 5,33 \text{ KN/m}^2$  ;  $G_{dp} = 5.18$  ;  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

- Charge d'exploitation sur la poutre :  $Q_0 = Q \times b = 0.45 \text{ KN/m}$

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

$$q_u = (1,35G_{cc} + 1,5Q) \times l_d + (1,35G_{DP} + 1,5Q) \times l_g + 1,35 G_p + 1,5Q_0$$

$$q_s = (G_{cc} + Q) \times l_d + (G_{dp} + Q) \times l_g + G_p + Q_0$$

$$q_u = 37.57 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 27.183 \text{ KN/ml}$$

• **Moments isostatiques**

$$M^0 = q_u \times \frac{l^2}{8} \rightarrow \begin{cases} M^0_u = 71.42 \text{ KN.m} \\ M^0_s = 51.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = 0.75 M^0_u = 53.56 \text{ KN.m} \quad , \quad M_a = -0.5 M^0_a = 25.84 \text{ KN.m}$$

Tableau II.33 : Ferrailage de la poutre de chaînage

Endroit	Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm)	St(cm)
Travée	53.65	0.160	0.219	0.255	6.04	1.01	<b>6HA12=6.79</b>	<b>20</b>
Appui	25.84	$M_a \times A_t \div M_t = 2.90$				1.01	<b>4HA10=3.14</b>	<b>20</b>

Tableau II.34 : Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures dans la poutre de chaînage

Niveau	Endroit	M (KN.M)	A <sup>s</sup> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
Terrasse	Travée	53.65	6.79	10.80	42728.42	13.56 < 15	Condition vérifiée
	A <sup>int</sup>	25.84	3.14	7.93	18953.21	10.81 < 15	Condition vérifiée

Tableau II.35 : vérification de l'état de déformation dans la poutre de chaînage

	$h \geq Mt \times l \div Mo$	$A \leq 4.2 \times b \times h \div fe$	$L < 8m$	Observation
Condition	$H=30 > 29.25 \text{ cm}$	$A=6.79 < 10.40 \text{ cm}^2$	$L=3.9m < 8$	Vérification non nécessaire

➤ Schéma de ferrailage

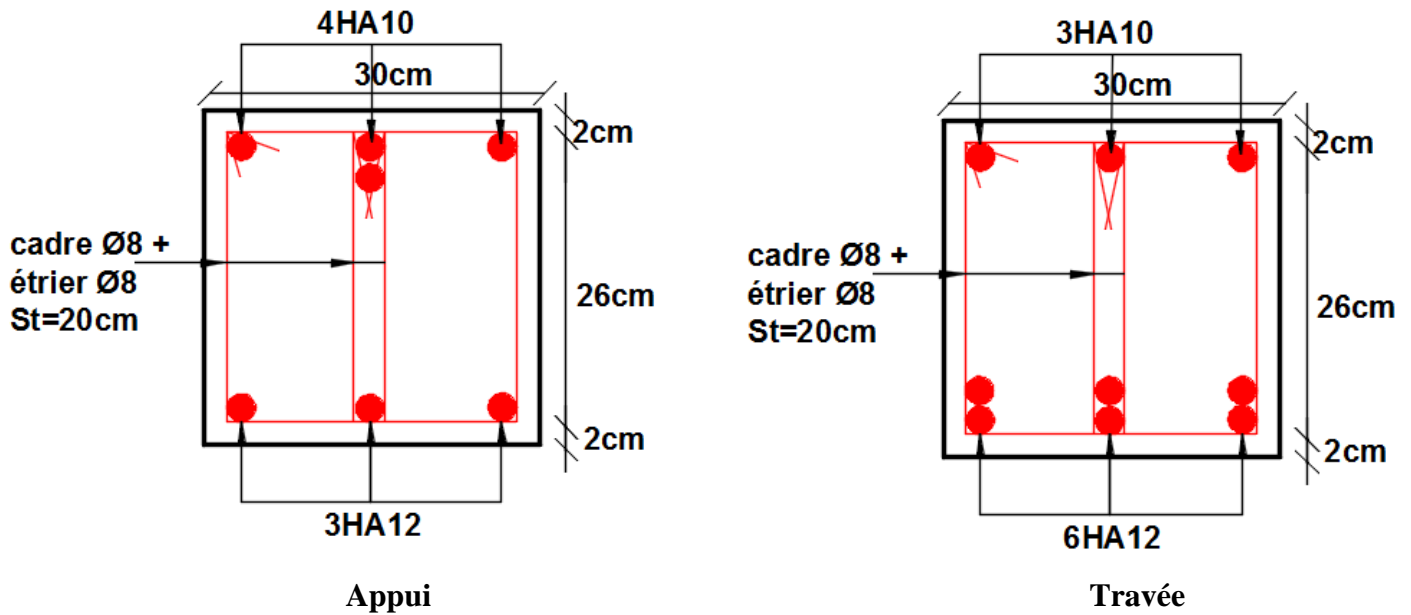


Fig. II.24 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

II.4.5 : Calcul de l'ascenseur

Tableau II.36 : Caractéristiques de l'ascenseur

Caractéristique	Largeur $B_s$ (m)	Longueur $T_s$ (m)	Hauteur $H_k$ (m)	Charge salle machine $P_M$ (KN)	Charge ascenseur $D_M$ (KN)	Charge de la cuvette $F_c$ (KN)	V (m/s)	Poids ascenseur P (Kg)
Ascenseur pour 8 personnes	2.1	2.1	2.20	15	51	50	1	630

II.4.5.1 : Etude de la dalle pleine du locale machinerie (dalle en dessus de l'ascenseur)

On doit calculer la surface d'impact  $U \times V$

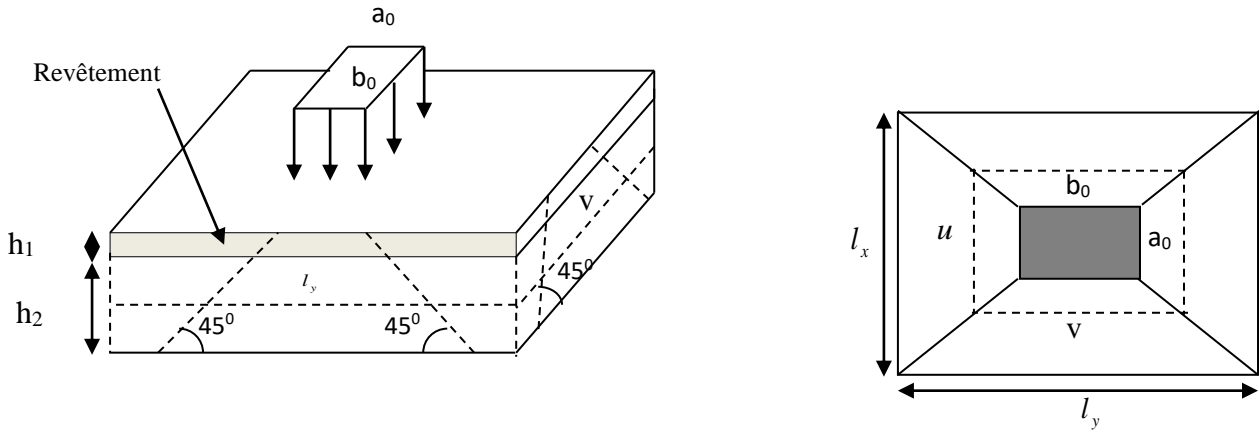


Fig. II.25 : Schéma représentant la surface d'impact

Tableau II.37 : Sollicitations sous charge concentrée

Moment causé par le système de levage							Superposition	
a <sub>0</sub>	b <sub>0</sub>	U	V	M <sub>1</sub> =f(U÷l <sub>x</sub> ; ρ)	G=Dm+pm+g	P <sub>u</sub> =1.35G×U×V	M <sub>x</sub> <sup>1</sup> =(M <sub>1</sub> +v×M <sub>1</sub> )×P <sub>u</sub>	M <sub>x</sub> <sup>0</sup> = M <sub>x</sub> <sup>1</sup> + M <sub>x</sub> <sup>2</sup>
80		105		0.09	72.3 KN	107.61 kN.m	9.68 KN.m	10.99 KN.m
Moment causé par le poids de la dalle								
u <sub>x</sub>	u <sub>y</sub>	G <sub>1</sub> =γ×e	G <sub>2</sub> =γ×e	G=G <sub>1</sub> +G <sub>2</sub>	qu=1.35G+1.5Q	M <sub>x</sub> <sup>2</sup> =u <sub>x</sub> ×qu×l <sub>x</sub> <sup>2</sup>		
0.0368	1	3.75 KN/m <sup>2</sup>	1.1 KN/m <sup>2</sup>	4.85 KN/m <sup>2</sup>	8.05 KN/ml	1.31 KN.m		

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // } \grave{a} l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions // } \grave{a} l_y \end{cases}$$

Avec : a<sub>0</sub> × b<sub>0</sub> surface de charge= (80×80) cm<sup>2</sup>

h<sub>1</sub> : Espacement du revêtement (5cm)

ξ; Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé ξ=1)

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

M<sup>1</sup> et M<sup>2</sup> : données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXE 4]

ρ=01 >0,4 ⇒ la dalle travaille dans les deux sens.

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de  $h=15\text{cm}$  et  $d=12\text{cm}$ .

**Tableau II.38 :** Ferraillage de la dalle pleine du local machinerie

Sens	$M_t=0.85M_x^0$ (KN.m)	$M_a=-0.4 M_x^0$ (KN.m)	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t^{calculée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t^{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)	$A_a^{calculée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a^{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
X-X	13,85	5,54	1.2	2.30	5HA10=3.93	20	1.07	4HA10=3.14	25
Y-Y									

**Tableau II.39 :** Vérifications à l'ELU de la dalle en dessus de l'ascenseur

Vérification	$P_u=1.35G$ (kN)	$U_c=2(U+V)$ (Cm)	$P_u \leq 0.045 \times U_c \times f_t 28 \div \gamma_b$ (KN)	$T=P_u \div 3 \times U$ (KN)	$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)
	97.60	420 cm	97.60 < 472.5 KN	30.98	0.258	0.258 < 1.17

**Tableau II.40 :** Calcul à l'ELS de la dalle en dessus de l'ascenseur

Moment causé par le système de levage							Superposition
$a_0$	$b_0$	U	V	$M_1=f(U \div l_x ; \rho)$	$G=Dm+pm+g$	$P_{ser}=G \times U \times V$	$M_x^1=(M_1+v \times M_1) \times P_{ser}$
80		105		0.09	72.3 KN	79.71 kN.m	8.61 KN.m
Moment causé par le poids de la dalle							9.75 KN.m
$x$	$u_y$	$G_1=\gamma \times e$	$G_2=\gamma \times e$	$G=G_1+G_2$	$q_{ser}=G+Q$	$M_x^2=u_x \times q_{ser} \times l_x^2$	
0.0441	1	3.75 KN/m <sup>2</sup>	1.1 KN/m <sup>2</sup>	4.85 KN/m <sup>2</sup>	5.85 KN/ml	1.14 KN.m	

**Tableau II.41 :** vérification à l'ELS de la dalle en dessus de l'ascenseur

Endroit	M (KN.M)	$A^s$ (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contraintes $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Contraintes $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	8.28	3.93	3.21	42728.42	4.70 < 15	192.97 < 201.63	Condition vérifiée
Appui	-3.9	3.14	2.92	18953.21	2.42 < 15	112.70 < 201.63	Condition vérifiée

**Remarque :** les conditions de la flèche sont vérifiées donc sa vérification est non nécessaire.

➤ **Schéma de ferraillage**

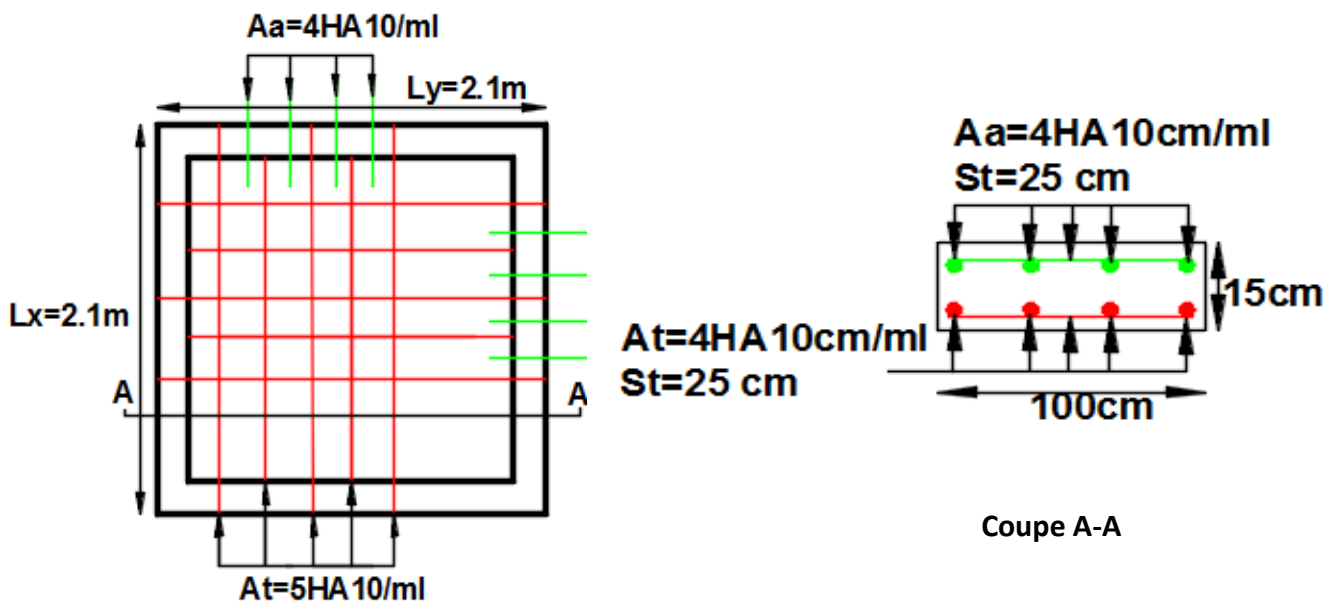


Fig. II.26 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie

**II.4.5.2 : Etude de la dalle pleine en dessous de l’ascenseur**

Tableau II.42 : Sollicitations dans la dalle en dessous de l’ascenseur

Sollicitation	G <sub>1</sub> KN/m <sup>2</sup>	G <sub>2</sub> = FC÷s KN/m <sup>2</sup>	G <sub>T</sub> = G <sub>1</sub> +G <sub>2</sub>	P	M <sub>X</sub> =u <sub>x</sub> .P.l <sub>x</sub> <sup>2</sup>
ELU	G <sub>1</sub> =4.85	11.34	16.20kN/m <sup>2</sup>	1.35G <sub>T</sub> +1.5Q=23.37Kn/m	3.8 KN.m
ELS				GT+Q=17.20 KN/m	3.34 kN.m

Tableau II.43 : Ferrailage de la dalle en dessous de l’ascenseur

Endroit	Mu(KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm)	St(cm)
Travée	3.23	0.0158	0.0199	0.119	0.78	1.20	4HA10=3.14	25
Appui	-1.52	0.0074	0.0093	0.119	0.34	1.20	4HA10=3.14	25

Tableau II.44 : vérification à l’ELS de la dalle en dessous de l’ascenseur

Endroit	M (KN.M)	A <sup>s</sup> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contraintes σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Contraintes σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub> (MPa)	Observation
Travée	2.84	3.14	2.92	4713.128	1.75 < 15	82.07 < 201.63	Condition vérifiée
Appui	-1.34				0.83 < 15	38.72 < 201.63	Condition vérifiée



Remarque : les conditions de la flèche sont vérifiées, donc sa vérification est non nécessaire.

➤ Schéma de ferrailage

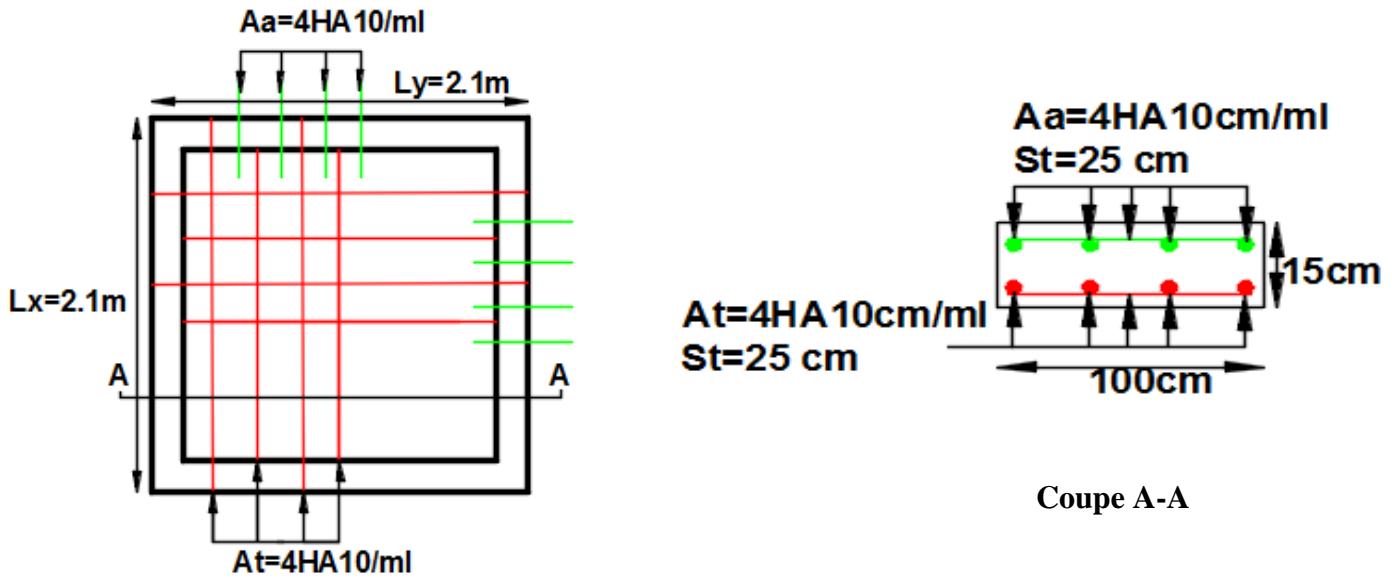


Fig. II.27 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

II.4.6 : Etude de l'acrotère

➤ Hypothèses de calcul

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

➤ Evaluation des charges et surcharges

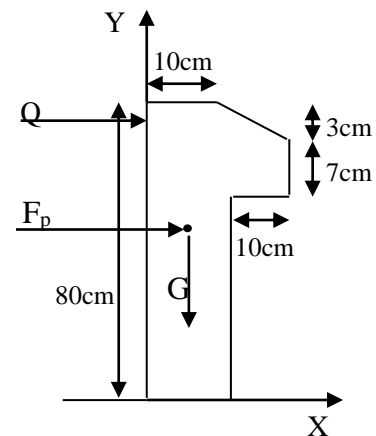


Fig. II.28 : Coupe transversale de l'acrotère

Tableau II.45 : Charges verticales et horizontales revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit de ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q(KN/ml)	Fp (KN/ml)
80	10	0.0885	2.2125	0.54	2.75	1.00	1.32

➤ Calcul des sollicitations

Tableau II.46 : Combinaisons d'action dans l'acrotère

	ELUA	ELU	ELS
Sollicitations	$G + Q + F_p$	$1.35G + 1.5Q.$	$G + Q.$
N (KN)	$G = 2.75$	$1.35G=3.71$	$G=2.75$
M ( KN.m)	$Q \times H \times Y_G \times F_p = 1.37$	$1.5 \times H \times Q = 1.2$	$Q \times H = 0.8$
V(KN)	$F_p + Q = 2.32$	$1.5Q = 1.5$	$Q = 1$

➤ Ferraillage de l'acrotère

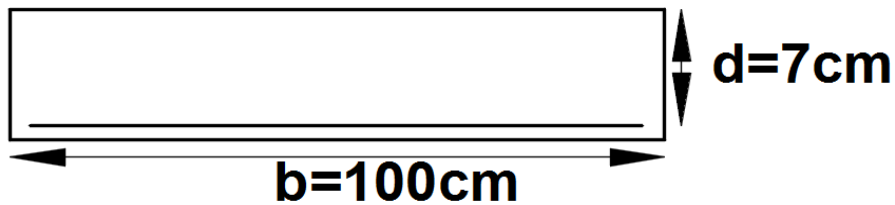


Fig. II.29 : Section à ferrailer de l'acrotère

Tableau II.47 : Ferraillage de l'acrotère

Combinaison	e cm	Nu KN	Mu KN.m	Mua kN.m	$u_{bu}$	$\alpha$	z	$A^{cal}$	$A^{min}$	$A^{ado}$	$A^r$	St (cm)
ELU	0.35	3.71	1.20	1.40	0.0201	0.0254	0.0693	0.47	0.84	4HA8	4HA6=	25
ELUA	0.54	2.75	1.37	1.535	0.0221	0.0279	0.0692	0.56		= 2.01	1.13	

➤ Schéma de ferraillage de l'acrotère

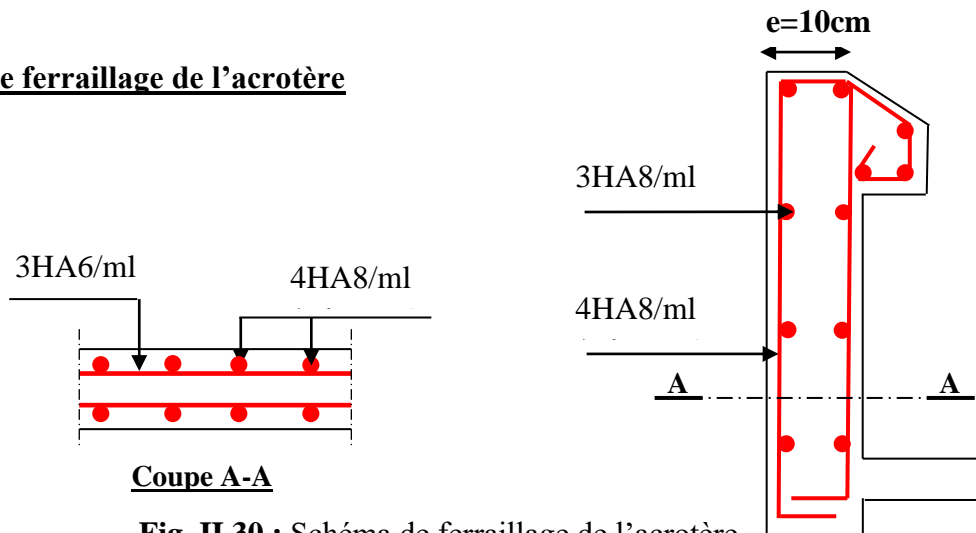


Fig. II.30 : Schéma de ferraillage de l'acrotère

# CHAPITRE III

### III.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute, celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées, dont le but est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

### III.2. Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes principales :

#### III.2.1. Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, la force dynamique du séisme est remplacée par une force fictive, statique et équivalente  $V$  (appliquée à la base de la structure, suivant deux directions horizontales orthogonales), qui provoquera les mêmes effets que l'effort réel. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

#### III.2.2. Méthode dynamique, qui regroupe :

- Méthode d'analyse modale spectrale ;
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est *la méthode d'analyse modale spectrale*.

#### ✓ Principe de la méthode

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de  $(0,8 V_{st}/V_{dyn})$ .

Avec : ***V<sub>dyn</sub>***: l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

***V<sub>st</sub>*** : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} \times W \quad \text{Formule (4.1) RPA99/v2003 page 39}$$

❖ **A : Coefficient d'accélération de la zone**, donné par le : **Tableau 4.1 du RPA (annexe 04)**

- Groupe d'usage : groupe 2

→ **A = 0.15**

- Zone sismique : zone IIa

❖ **R : Coefficient de comportement global de la structure**, qui traduit principalement sa ductilité est donné par le : **Tableau 4.3 du RPA (annexe 05)** en fonction du système de contreventement.

- Système mixte (voiles-portiques)

→ **R = 5**

❖ **Q : Facteur de qualité**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99/V2003 Formule (4-4) Page 43}$$

*P<sub>q</sub>* : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité *q*, est satisfait ou non.

**Tableau III.1: Valeurs du facteur de qualité Q selon les deux directions**

Critère q	P <sub>q</sub>	
	Sens x-x	Sens y-y
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2- Redondance en plan	0.05	0
3- Régularité en plan	0.05	0.05
4- Régularité en élévation	0	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0.05
6- Contrôles d'exécution	0.1	0.1
Σ P <sub>q</sub>	0.25	0.2
<b>Q</b>	<b>1.25</b>	<b>1.2</b>

❖ **W : Poids total de la structure**

La valeur de W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) est comprend la totalité des charges, permanentes et d'exploitation multipliés par un coefficient de pondération qui vaut 0.20 pour les bâtiments d'habitation.

$$W = \sum_i^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/V2003 Formule (4-5) Page 44}$$

Le poids de la structure est de **W=30391.568KN**.

❖ **Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  :**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/V2003 Formule (4-3) Page 48}$$

Où  $\zeta$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend :  $\zeta = 10\%$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = \mathbf{0.76} > 0.7$$

❖ **D : Facteur d'amplification dynamique moyen**, en fonction de la catégorie de site du facteur de correction ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \text{ (s)} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ (s)} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ (s)} \end{cases} \quad \text{RPA99/V2003 Formule (4-2) Page 40}$$

avec : T1 et T2 périodes du site considéré (**sol meuble**)

- T1=0.15s
- T2=0.50s

*RPA99/V2003 Tableau 4.7 Page 48*

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Elle sera calculée selon les deux formules empiriques suivantes :

$$1. \quad T = C_T \cdot h_N^{(3/4)} \quad \text{RPA99/V2003 Formule (4-6) Page 45}$$

$$2. \quad T_{y,x} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \quad \text{RPA99/V2003 Formule (4-7) Page 46}$$

Avec :

$C_T$  : coefficient donné par le *Tableau 4.6 Du RPA99/V2003 Page 45* →  $CT=0.05$ .

$h_N$  : hauteur totale de la structure (de la base jusqu'au dernier niveau) →  $h_N = 29.07m$ .

$D$  : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction considérée :

→  $D_x=27.50m$  et  $D_y=15.25m$ .

**Tableau III.2: Valeurs des périodes fondamentales et du facteur d'amplification dynamique**

1 : Formule (4-6)		2 : Formule (4-7)	
Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
$T=0.62$ (s)		$T_x=0.50$ (s)	$T_y=0.67$ (s)
Sens x-x		Sens y-y	
$T=\min(1 ; 2) = 0.50$ (s) = $T_2$		$T_2 \leq T = \min(1 ; 2) = 0.62$ (s) $\leq 3$ (s)	
$D=1.9$		$D=1.65$	

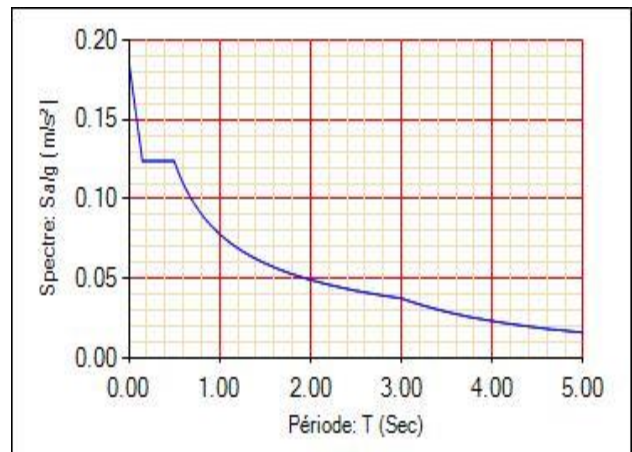
❖ **Calcul de l'effort tranchant à la base du bâtiment dans les deux directions :**

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{st}(x) = 2165.39 \text{ KN} \\ V_{st}(y) = 1805.25 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **Spectre de Réponse :** Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$



**Figure III.1 : Spectre de réponse**

**III.3.Modélisation**

Pour l’application de la méthode dynamique modale spectrale, on a utilisé un logiciel d’analyse par éléments fini dénommé ETABS version 16.2.0.

L’architecteur de notre bâtiment a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit au non vérification de l’interaction voiles-portiques.

✓ Disposition des voiles

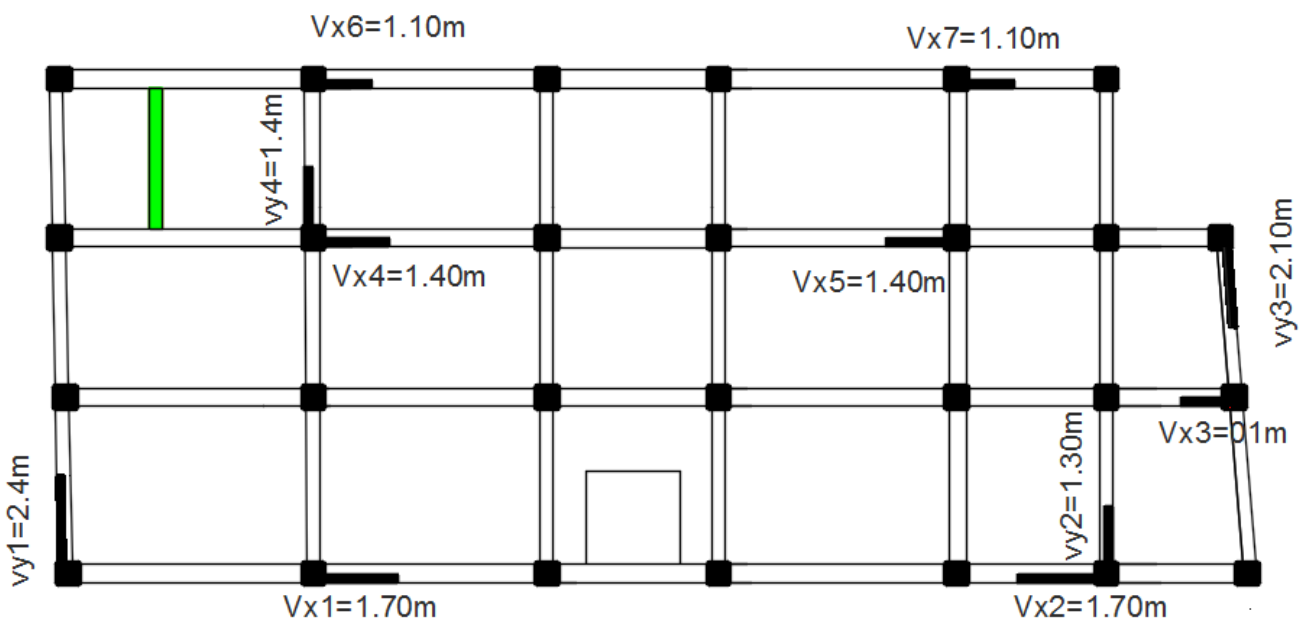


Figure III.2 : Disposition des voiles de contreventement

**III.4.Interprétation des résultats de l’analyse dynamique par ETABS 16.2.0**

**III.4.1.Périodes de vibration et taux de participation des masses modales**

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.3: Périodes et taux de participation massique de la structure**

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	$U_x$	$U_y$	$U_x$	$U_y$
Mode 1	0.89	0.00002022	0.768	0.00002022	<b>0.768</b>
Mode 2	0.79	0.7744	0.000005445	<b>0.7744</b>	0.768
Mode 3	0.716	0.0001	0.0003	0.7745	0.7683



<b>Mode 4</b>	0.285	0.00004805	0.1288	0.7745	0.8972
<b>Mode 5</b>	0.258	0.1273	0.0001	<b>0.9018</b>	0.8973
<b>Mode 6</b>	0.222	0.0002	0.0001	0.9021	0.8974
<b>Mode 7</b>	0.146	0.0002	0.0511	0.9023	<b>0.9485</b>
<b>Mode 8</b>	0.136	0.0474	0.0003	0.9497	0.9487
<b>Mode 9</b>	0.109	0.0002	0.0001	0.9499	0.9489
<b>Mode 10</b>	0.089	0.0005	0.0248	0.9504	0.9737
<b>Mode 11</b>	0.084	0.0232	0.0005	0.9737	0.9742
<b>Mode 12</b>	0.065	0.0001	0.00004182	0.9738	0.9743

❖ **Interprétation des résultats**

- Les 90% de la somme des masses modales effectives est atteinte au 05<sup>ème</sup> mode dans le sens y-y et au 07<sup>ème</sup> mode dans le sens x-x.
- Les deux premiers modes de vibrations sont des translations avec un facteur de participation massique de 76.8 % pour le 01<sup>er</sup> mode (// y), et de 77.44 % pour le 02<sup>ème</sup> mode (// x) tandis que le 03<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

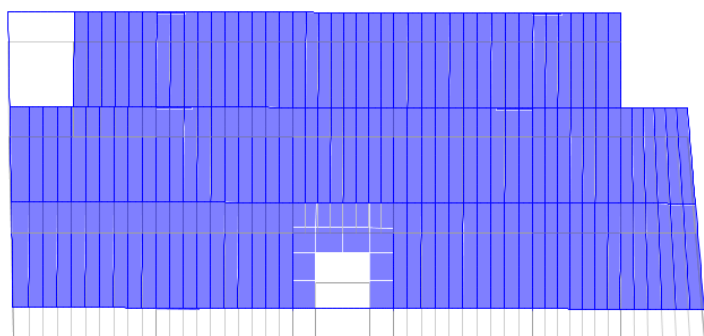


Figure III. 3 : Translation selon l'axe y-y (Mode 1)

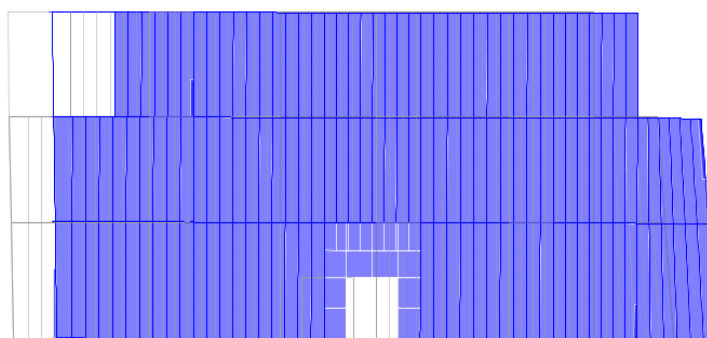


Figure III. 4 : Translation selon l'axe x-x (Mode 2)

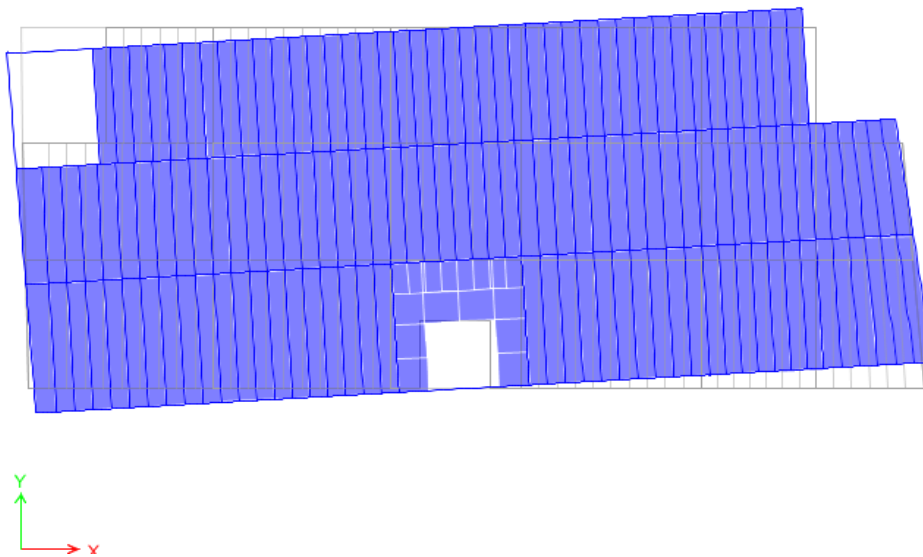


Figure III.5 : Rotation selon l'axe z-z (Mode 3)

### III.5. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le *RPA99/V2003 Article 4.3.6 page 50* exige de vérifier la relation suivante  $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.4 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
Sens x-x	1523.8423	1732.31	Non Vérifiée
Sens y-y	1423.2503	1444.20	Non Vérifiée

#### Remarque

D'après le tableau III.4,  $V_{dyn} < 0,8 V_{st}$  dans les deux directions, alors on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de  $(0.8V_{st}/V_{dyn})$  comme suit :

-Sens X :  $0.8 \times V_{st} \div V_{dyn} = 1.14$

-Sens Y :  $0.8 \times V_{st} \div V_{dyn} = 1.01$

### III.6. Justification de l'interaction voiles-portiques

Le *RPA99/2003 Article 3.4.a page 32* exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

#### ✓ Sous charges verticales

Les portiques doivent reprendre :  $\geq 80\%$  des sollicitations et  $\leq 20\%$  de ces dernières pour les voiles

✓ **Sous charges horizontales**

Les portiques doivent reprendre :  $\geq 25\%$  des sollicitations et  $\leq 75\%$  de ces dernières pour les voiles.

- Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.5 : Vérification sous charges verticales**

Modes	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
<b>RDC</b>	28078.1172	7003.2678	<b>0.80</b>	<b>0.20</b>

**Tableau III.6: Vérification sous charges horizontales**

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
<b>RDC</b>	433.2196	439.8461	1139.718	967.3302	<b>27.54</b>	<b>31.26</b>	<b>72.46</b>	<b>68.74</b>
<b>NIV 01</b>	884.1374	725.0105	625.1934	557.6014	<b>58.58</b>	<b>56.53</b>	<b>41.42</b>	<b>43.47</b>
<b>NIV 02</b>	791.0229	704.3066	620.3836	492.2776	<b>56.05</b>	<b>58.86</b>	<b>43.95</b>	<b>41.14</b>
<b>NIV 03</b>	818.2528	733.3152	477.1696	356.7113	<b>63.16</b>	<b>67.27</b>	<b>36.84</b>	<b>32.73</b>
<b>NIV 04</b>	594.8691	551.0401	551.7485	414.0008	<b>51.88</b>	<b>57.10</b>	<b>48.12</b>	<b>42.90</b>
<b>NIV 05</b>	599.0454	558.694	374.0427	263.2448	<b>61.56</b>	<b>67.97</b>	<b>38.44</b>	<b>32.03</b>
<b>NIV 06</b>	369.2884	357.2965	393.4175	293.8961	<b>48.42</b>	<b>54.87</b>	<b>51.58</b>	<b>45.13</b>
<b>NIV 07</b>	340.7634	343.8447	194.4418	118.0914	<b>63.67</b>	<b>74.44</b>	<b>36.33</b>	<b>25.56</b>
<b>NIV 08</b>	154.4457	176.7106	165.8988	113.557	<b>48.21</b>	<b>60.88</b>	<b>51.79</b>	<b>39.12</b>

**Remarque :**

Après satisfaction de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales et horizontales, nous pouvons dire que le système approprié pour notre structure est un système mixte avec interaction voile-portique avec  $R=5$ .

III.7. Vérification de l'effort normal réduit

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA99/V2003 Article (7.1.3.3) page 59.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.7 Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (m <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	Combinaison	v	Observation
RDC	50×50	0.25	1921.3507	G+Q+EX Min	0.30	Vérifiée
1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	45×45	0.2025	1533.2903	G+Q+EX Min	0.30	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	40×40	0.16	797.815	G+Q+EY Min	0.20	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup>	35×35	0.1225	452.2169	G+Q+EX Min	0.15	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	30×30	0.09	180.4209	G+Q+EX Min	0.08	Vérifiée

III.8. Justification vis à vis des déformations :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 1\% h_k \quad \text{RPA99/V2003 Article 5.10 Page 54.}$$

Avec :  $\delta K = R \times \delta eK$

$\delta_k$ : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA99/V2003 Article 4.4.3 Page 50.**

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

**R** : coefficient de comportement dynamique (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau III.08 : Vérification des déplacements selon le sens x-x

Niv	h <sub>k</sub> m	Sens x-x				
		$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ (%)
RDC	4.59	0.00171	0.00855	0	0.00855	0.19
1	3.06	0.003817	0.019085	0.00855	0.010535	0.34
2	3.06	0.006087	0.030435	0.019085	0.01135	0.37
3	3.06	0.008357	0.041785	0.030435	0.01135	0.37
4	3.06	0.010580	0.05290	0.041785	0.011115	0.36
5	3.06	0.012626	0.06313	0.05290	0.01023	0.33
6	3.06	0.014471	0.072355	0.06313	0.009225	0.30
7	3.06	0.016047	0.080235	0.072355	0.00788	0.26
8	3.06	0.016618	0.08309	0.080235	0.002855	0.09

Tableau III.09 : Vérification des déplacements selon le sens y-y

Niv	h <sub>k</sub> (m)	Sens x-x				
		δ <sub>ek</sub> (m)	δ <sub>k</sub> (m)	δ <sub>k-1</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> /h <sub>k</sub> (%)
RDC	4.59	0.001833	0.009165	0	0.009165	0.20
1	3.06	0.00413	0.02065	0.009165	0.011485	0.38
2	3.06	0.006691	0.033455	0.02065	0.012805	0.42
3	3.06	0.009289	0.046445	0.033455	0.01299	0.42
4	3.06	0.011856	0.05928	0.046445	0.012835	0.42
5	3.06	0.014229	0.071145	0.05928	0.011865	0.39
6	3.06	0.016408	0.08204	0.071145	0.010895	0.36
7	3.06	0.018315	0.091575	0.08204	0.009535	0.31
8	3.06	0.020073	0.100365	0.091575	0.00879	0.29

• **Analyse des résultats**

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

III.9. Justification vis à vis de l'effet P-Δ

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10 \quad \text{RPA99/V2003 Article 5.9 Page 53}$$

Tableau III. 10 Vérification de l'effet P-Δ :

Niv	h <sub>t</sub>	P <sub>k</sub> (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>
RDC	4.59	30384.731	0.00855	1732.31	0.03	0.00916	1444.2006	0.04
1	3,06	26118.5252	0.01053	1672.9098	0.05	0.01148	1393.6044	0.07
2	3,06	22682.5711	0.01135	1579.7803	0.05	0.01280	1316.0784	0.07
3	3,06	19250.7333	0.01135	1450.0305	0.05	0.01299	1208.1634	0.07
4	3,06	15818.8955	0.01111	1287.6509	0.04	0.01283	1074.0446	0.06
5	3,06	12405.7663	0.01023	1093.8771	0.04	0.01186	916.0635	0.05
6	3,06	8992.637	0.00922	865.0245	0.03	0.01089	728.9698	0.04
7	3,06	5762.7592	0.00788	606.1556	0.02	0.00953	515.054	0.03
8	3.06	2557.5677	0.00285	307.9367	0.01	0.00879	265.9124	0.03

• **Analyse des résultats**

D'après les résultats obtenus dans le tableau III. 10 , les effets P-Δ peuvent être négligés.

III.11. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/V2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

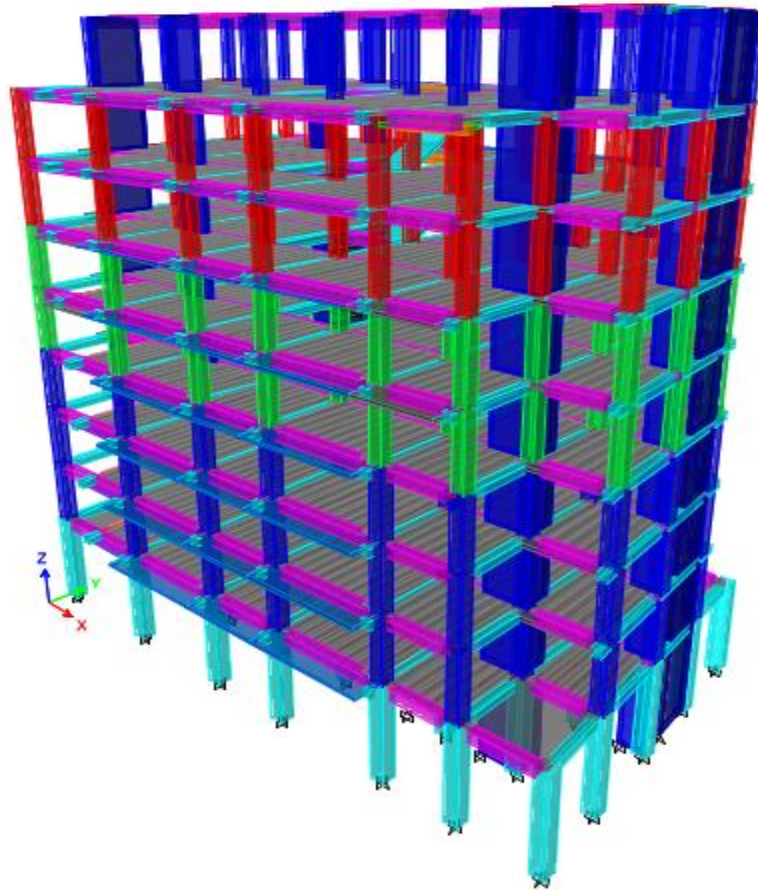


Figure III.6 : Vue 3D du modèle obtenu par le logiciel ETABS 16.2.0

Tableau III.11 : Dimensions finales des éléments structuraux

Niveau	Poteaux (cm <sup>2</sup> )	Poutres principales cm <sup>2</sup>	Poutres secondaires cm <sup>2</sup>	Voiles (cm)
RDC	50×50	30×40	30×30	20
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45			
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> ,	40×40			
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	35×35			
8 <sup>ème</sup>	30×30			

# **CHAPITRE IV**

## IV.1. Etude des poutres

### IV.1.1. Introduction

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.

Après détermination des sollicitations ( $M, N, T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS2016, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$  ; 2).  $G+Q$  ; 3).  $G+Q+E$  ; 4).  $G+Q-E$  ; 5).  $0.8G+E$  et 6).  $0.8G-E$ .

### IV.1.2. Ferrailage :

#### a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

PP(30\*40) →  $A_{min}=0.5\%(b \times h)=6\text{cm}^2$ .

Ps(30\*30) →  $A_{min}=4.5\text{cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi_{max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

#### b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min(h/4; 12\Phi_l)$  en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement. La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.



**IV.1.3. Calcul du ferrailage**

**A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple)**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel ETABS2016.

**B).Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) cm<sup>2</sup> au niveau des étages courants avec les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 51.72 \text{ KN.m} \dots(ELU) \\ M_a = -96.57 \text{ KN.m} \dots(ELU) \end{array} \right.$$

**Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{51.72 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.38^2 \times 14.2} = 0.084; \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A' = 0;$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times ubu}) = 0.109$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.363\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{51.72 \times 10^{-3}}{0.363 \times 348} = 4.09\text{cm}^2;$$

**Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{96.57 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.38^2 \times 14.2} = 0.156; \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.213 ; z = 0.347\text{m} ; A_{st} = 7.99\text{cm}^2\text{m}$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

**Tableau IV.1.Ferrailage des poutres principales et secondaires :**

Niveau	Type de poutre	section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
RDC	Poutre principale	30×40	Appuis	-80.64	98.48	6.56	6	6.88	3T14+2T12
			Travée	54.28		4.30		6.88	3T14+2T12
	Poutre secondaire	30×30	Appuis	-75.47	97.03	8.16	4.5	9.24	6T14
			Travée	≈ 0		0		4.62	3T14
Etage Courant	Poutre principale	30×40	Appuis	-96.57	96.65	4.09	6	6.88	3T14+ 2T12
			Travée	51.72		7.99		8.01	3 T14+3T12
	Poutre secondaire	30×30	Appuis	-93.57	116.71	9.54	4.5	10.65	3T16+3T14
			Travée	≈ 0		0		4.62	3T14
Terrasse	Poutre principale	30×40	Appuis	-69.93	97.63	5.62	6	6.88	3T14+2T12
			Travée	68.81		5.55		6.88	3T14+2T12

innaccessible	Poutre secondaire	30×30	Appuis	-49.96	50.32	4.74	4.5	6.88	3T14+2T12
			Travée	≈ 0		0		4.62	3T14

#### IV.1.4. Vérification des armatures selon le RPA 99

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

En zone courante :  $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement:  $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \phi$  en zone II  $L_r > 40$

$\phi = 14\text{mm}$   $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$  on adopte  $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$   $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$  on adopte  $L_r = 50\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$   $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$  on adopte  $L_r = 50\text{cm}$

#### IV.1.5. Les armatures transversales :

##### a). Calcul de $\Phi_t$ :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.2; 1.14; 3\text{cm})$$

$$\phi_t \leq 1.14 \text{ Soit } \phi_t = 10\text{mm}$$

Donc on opte pour  $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

##### b). Calcul des espacements des armatures transversales :

1.  $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$  avec:

$$1). S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 38.7\text{cm}_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 38.7\text{cm}$$

$$2). S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 78.5\text{cm}$$

$$3). S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \leq 86.68\text{cm}$$

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$$

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4) = 11.25 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ **Zone courante :**  $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$ .

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

**c). Vérification des sections d'armatures transversales :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times s_t \times h = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{t\min} = 1.8 \text{ cm}^2$  ..... condition vérifiée.

**IV.1.6. Vérification à l'ELU :**

**a). Condition de non fragilité :**

**BAEL91 (Art F.IV.2)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**b). Contrainte tangentielle maximale :**

**Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

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

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

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 donnés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2 : Vérification des contraintes tangentielles :**

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	98.48	0.86	3.33	Vérifiée
secondaires	116.71	1.38	3.33	Vérifiée

Donc : pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

IV.1.7.Vérification à l'ELS :

a). Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau IV.3 .Vérification de l'état limite de compression du béton :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	84.85	118767.61	11.78	8.41	15	vérifiée
	Travées	38.87	119145.44	12.54	4.09	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	77.6	149452.98	13.3	6.9	15	vérifiée
	Travées	0	0	0	0	15	vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

IV.1.08. Schéma de ferrailage des Poutres :

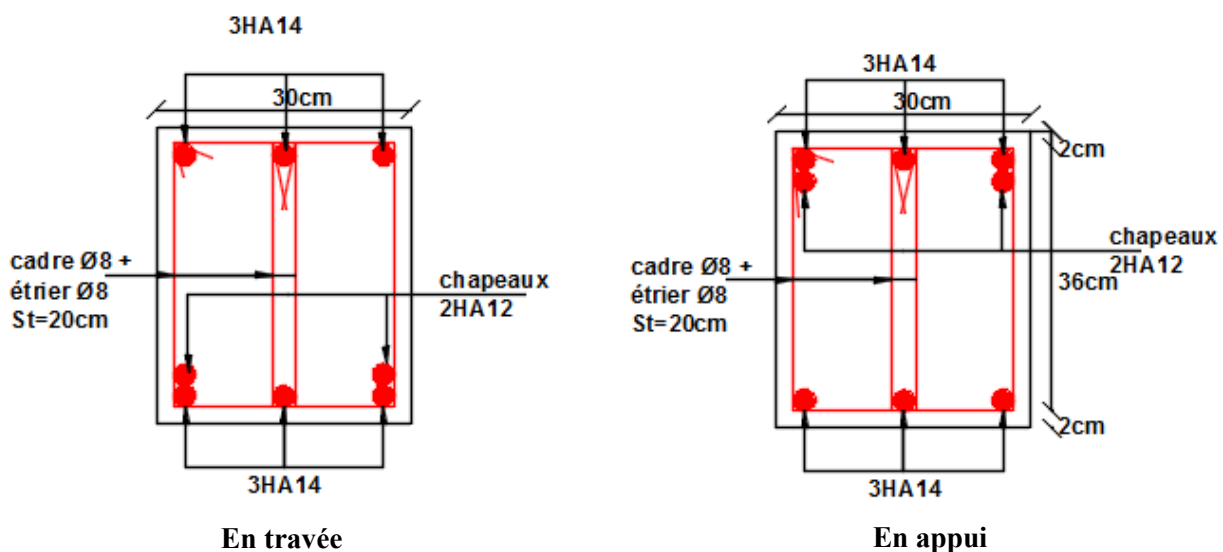


Figure IV.1 : Schéma de ferrailage des Poutres Principales RDC+Terrasse+Poutres secondaire terrasse.

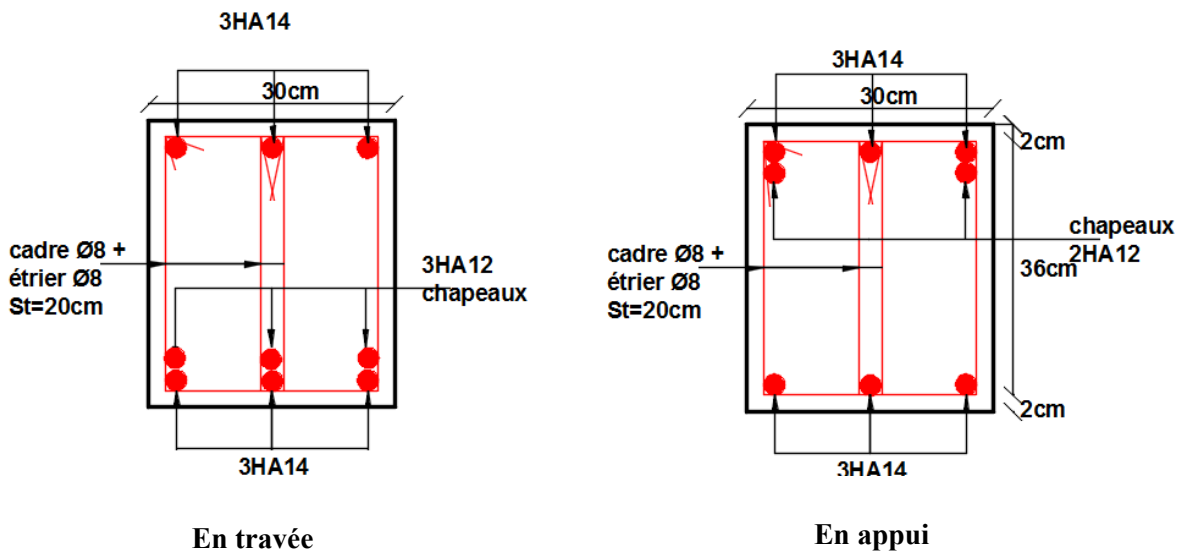


Figure IV.2 : Schéma de ferrailage des Poutres Principales étages courants

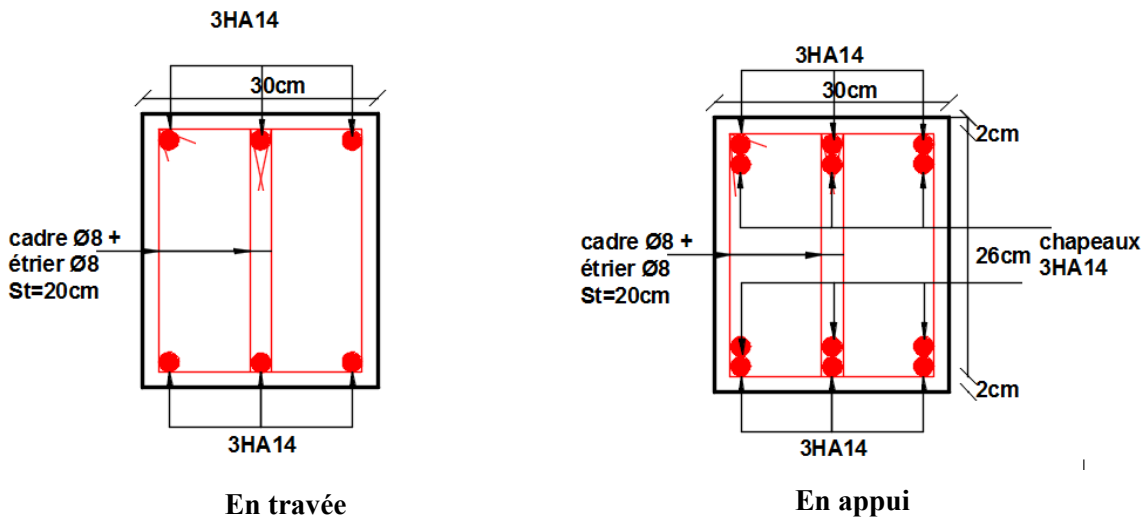


Figure IV.3 : Schéma de ferrailage des Poutres Secondaires RDC

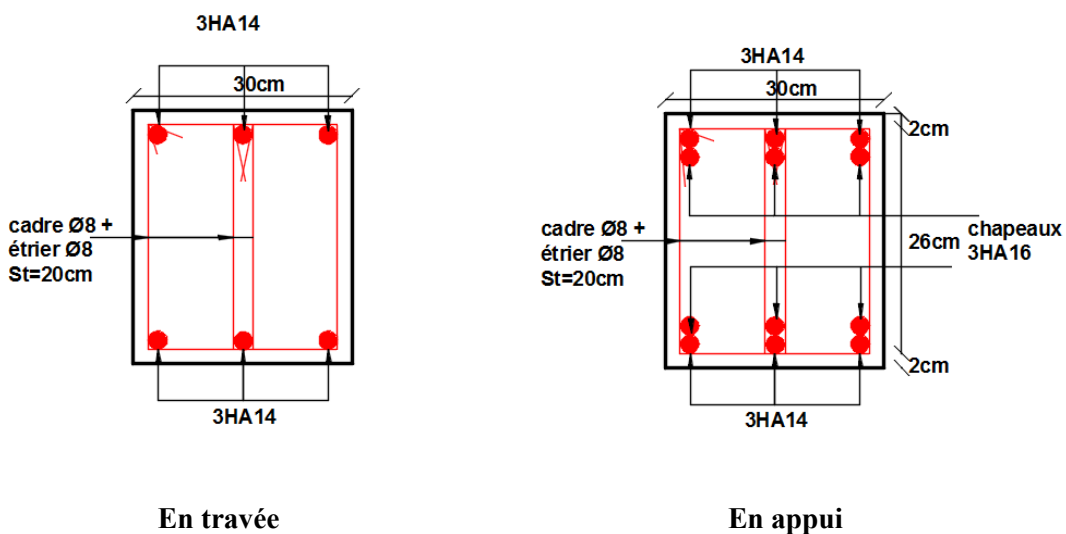


Figure IV.4 : Schéma de ferrailage des Poutres Secondaires étages courants

## IV.2. Etude des poteaux :

### IV.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1).  $G+Q$  ; 2).  $1.35G+1.5Q$  ; 3).  $0.8G\pm EX$  ; 4).  $0.8G\pm EY$  ; 5).  $G+Q\pm EX$  ; 6).  $G+Q\pm EY$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

### IV.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

#### a). Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- La distance ou espacement ( $S_l$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

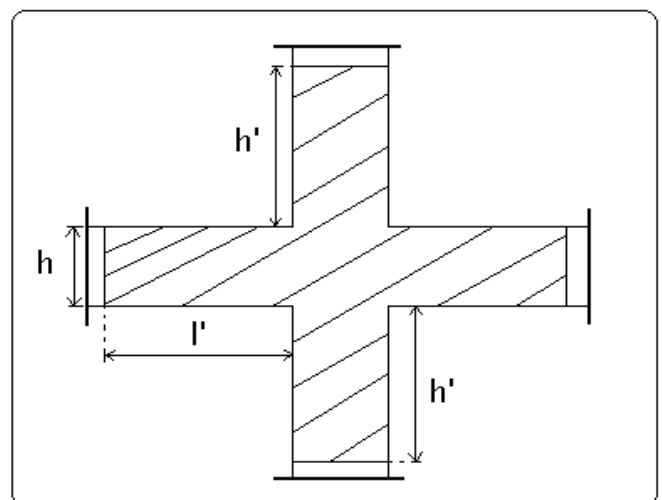
les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :



**Tableau IV.4 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux**

**Figure IV.5 : Zone Nodale**

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
RDC	50×50	20	100	150
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	45×45	16.2	81	121,5
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	40×40	12.8	64	96
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	35×35	9.8	49	73.5
8 <sup>ème</sup> étage	30×30	7.2	36	54

**b). Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- **V<sub>u</sub>** : est l'effort tranchant de calcul.
- **h<sub>1</sub>** : hauteur totale de la section brute.
- **f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- **ρ<sub>a</sub>** : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ;

il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{cases} \quad \lambda_g: \text{l'élancement géométrique.}$$

avec :  $\lambda_g = l_f/a$  ou  $\lambda_g = l_f/b$  (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

- **t** : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

✓ **dans la zone nodale** :  $t \leq \text{Min}(10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$  (en zones IIa).

✓ dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_L^{\min}$  (en zones IIa).

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/t.b_1$ , en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\Phi_t$  (au minimum).

**V.2.3 Sollicitations de calcul :**

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.5.Sollicitations dans les poteaux :**

Poteaux	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Cmb	Nmin (KN)	Mcorr (KN.m)	Com b	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	Cmb	V (KN)
50x50	1997.4298	62.8258	2	-78.3815	51.895	3	88.3875	1801.0662	5	82.5724
45x45	1644.9606	7.25	2	-101.0074	55.6417	3	133.7637	337.2657	5	86.63
40x40	990.3627	5.57	2	-3.5401	30.1621	3	96.33	558.48	5	67.06
35x35	596.0506	6.61	2	4.0776	23.1338	4	64.92	287.75	5	43.69
30x30	236.0171	7.96	2	3.845	9.0588	3	59.31	80.58	2	33.67

**NB : (-) traction (+) compression.**

**V .2.4 Calcul du ferrailage :**

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

**Exemple de calcul :**

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{\max} = 1997.4298KN \rightarrow M_{\text{cor}} = 62.8258KN.m$  (ELU)
- $M_{\max} = 88.3875KN.m \rightarrow N_{\text{cor}} = 1801.0662 KN$  (0.8G±EX)
- $N_{\min} = -78.3815KN \rightarrow M_{\text{cor}} = 51.895KN.m$  (G+Q+EY)

**A).Calcul sous  $N_{\max}$  et  $M_{\text{cor}}$ :**

$d = 47m$ ;  $d' = 0.03m$ .

$N = 1997.4298 KN$  (de compression) .....(ELU) ;  $M = 62.8258KN.m \rightarrow e_G = M/N = 0.0314m$



$e_G < h/2 = 0.50/2 = 0.25m \rightarrow$  ( le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA' ).

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 62.8258 + 1997.4298 \times (0.47 - 0.50/2) = 502.26 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.03) \times 0.5 \times 0.5 \times 14.2 = 0.51 > (1997.4298 \times (0.47 - 0.03) - 502.26) \times 10^{-3} = 0.37 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{502.26 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.47^2 \times 14.2} = 0.320$$

$$\mu_{bu} = 0.320 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 0.219$$

$$z = 0.47 \times (1 - 0.4 \times 0.219) = 0.428 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{502.26 \times 10^{-3}}{0.428 \times 348} = 33.72 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_l \frac{N_u}{F_{st}} = 33.72 \frac{1997.4298 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -22.59 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0$$

**B). Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{cor}$  :**

$$M = 88.3875 \text{ KN.m}, N = 1801.0662 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.055 \text{ m} < (h/2) = 0.25 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 88.3875 + 1801.0662 \times (0.47 - 0.50/2) = 484.62 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.03) \times 0.5 \times 0.5 \times 14.2 = 0.51 > (1801.0662 \times (0.47 - 0.03) - 484.62) \times 10^{-3} = 0.31 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 484.62 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.308 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.210 \rightarrow z = 0.430 \rightarrow A_l = 32.38 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

**C). Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$  :**

$$N = -78.3815 \text{ KN} \rightarrow M = 51.895 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0.66 \text{ m} < (h/2) = 0.25 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de la section et Nu de traction → SPC

$$M_{UA} = 34.65 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.022 < \mu_1 = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.013 \rightarrow z = 0.467 \text{ m} \rightarrow A_1 = 2.13 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 4.38 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau IV.6. Ferrailage des poteaux :**

Niveau	sections	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adap</sub> (cm <sup>2</sup> )	barres
RDC	50×50	4.38	20	<b>21.37</b>	<b>8HA14+8HA12</b>
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	45×45	2.58	16.2	<b>21.37</b>	<b>8HA14+8HA12</b>
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	40×40	3.37	12.8	<b>21.37</b>	<b>8HA14+8HA12</b>
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	35×35	4.52	9.8	<b>21.37</b>	<b>8HA14+8HA12</b>
8 <sup>ème</sup> étage	30×30	2.3	7.2	<b>9.05</b>	<b>08HA12</b>

#### IV.2.5. Armatures transversales :

On prend pour exemple le poteau du RDC (50\*50 cm<sup>2</sup>) :

$$\lambda g = l_f \div a = 0.7 * 4.59 \div 0.5 = 6.42 \rightarrow \rho = 2.5$$

$$A_t = 2.5 * 82.57 * 10^{-3} * 15 \div 50 * 400 = 1.54 \text{ cm}^2.$$

#### Espacement :

-Zone Nodale :  $t \leq \min(10\phi_{lmin}; 15\text{cm}) = 12\text{cm} \rightarrow t = 10\text{cm}$

-Zone courante :  $t \leq 15\phi_{lmin} = 15 * 1.2 = 18\text{cm} \rightarrow t = 15\text{cm}$

#### La quantité d'armature minimale :

-Zone Nodale :  $A_t^{\min} = 0.3\% (t * b) = 0.3\% (10 * 50) = 1.50 \text{ cm}^2$

-Zone courante :  $A_t^{\min} = 0.3\% (t * b) = 0.3\% (15 * 50) = 2.25 \text{ cm}^2$

On opte pour 3 cadre HA8 = 3.02 cm<sup>2</sup>.

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau IV.7 : Calcul des armatures transversales :

Sections (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_l^{min}$ cm	Vd (KN)	lf cm	$\lambda_g$	$\rho$	t zone nodale	t zone courante	At (cm <sup>2</sup> )	Amin Zone courante (cm <sup>2</sup> )	Amin zone nodale (cm <sup>2</sup> )	Aado Cm <sup>2</sup>
50×50	1.2	82.5724	321.3	6.42	2.5	10	15	1.54	2.25	1.5	8HA8=4.02
45×45	1.2	86.63	214.2	4.76	3.75	10	15	2.70	2.02	1.35	8HA8=4.02
40×40	1.2	67.06	214.2	5.35	2.5	10	15	1.57	1.8	1.20	8HA8=4.02
35×35	1.2	43.69	214.2	6.12	2.5	10	15	1.17	1.57	1.05	8HA8=4.02
30×30	1.2	33.67	214.2	7.14	2.5	10	15	1.05	1.35	0.9	4HA8=2.01

IV.2.6 .Vérifications :

a). Vérification au flambement :

Selon le BAEL99(Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Tableau IV.8 : vérification du flambement dans les poteaux

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (cm)	l <sub>f</sub> (cm)	I (m <sup>4</sup> ) *10 <sup>-3</sup>	$\lambda$	$\alpha$	Br≥Brcalc		Nu (MN)	Obs.
							Br(cm <sup>2</sup> )	Brcalc Cm <sup>2</sup>		
RDC	50×50	419	293.3	5.2	12.90	0.828	2304	586.95	1921.3507	vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	45×45	266	186.2	3.41	14.32	0.822	1849	427.62	1533.2903	vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	40×40	266	186.2	2.13	16.12	0.815	1444	249.97	797.815	vérifiée
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	35×35	266	186.2	1.25	18.43	0.815	1089	62.24	452.2169	vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	30×30	266	186.2	0.67	21.50	0.80	784	50.22	180.4209	vérifiée

**b).Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

réduction de section. On doit vérifier que :  $\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}}$  ..... béton fibre supérieure.

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}}$$
 ..... béton fibre inférieure.

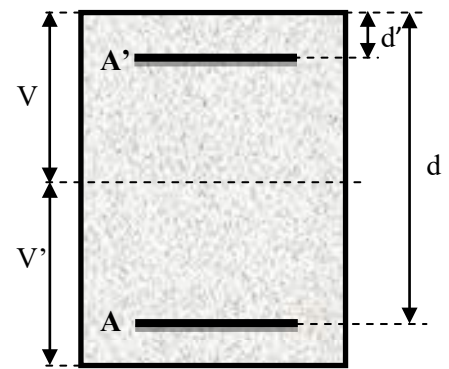
$S = b \times h + 15(A + A')$  (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV.09. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :**

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30
d (cm)	45	40	40	30	25
A(cm <sup>2</sup> )	21.37	18.10	13.57	11.31	9.05
V (cm)	27.5	24.80	21.91	19.30	16.57
V'(cm)	22.5	20.20	18.09	15.7	13.43
I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	0.007	0.004	0.002	0.0017	0.001
N <sup>ser</sup> (MN)	1.68844	1.24640	0.69833	0.323576	0.23456
M <sup>ser</sup> (MN.m)	0.00925	0.02003	0.01427	0.011798	0.01056
M <sub>G</sub> <sup>ser</sup> (MN.m)	0.00925	0.02003	0.01427	0.011798	0.01056
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	<b>4.88</b>	<b>4.68</b>	<b>3.32</b>	<b>2.23</b>	<b>1.30</b>
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	<b>4.49</b>	<b>3.56</b>	<b>2.27</b>	<b>0.96</b>	<b>0.60</b>
σ <sub>bc</sub> (MPa)	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
Obs	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>

**c).Vérification aux sollicitations tangentes :**

D’après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

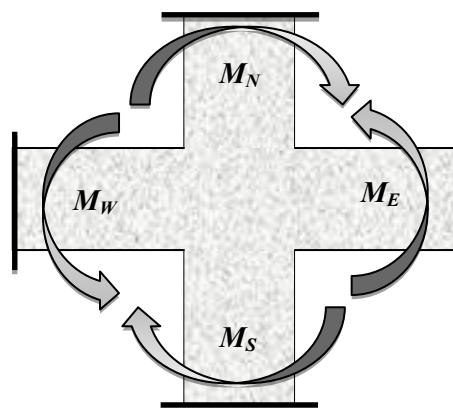
**Tableau IV.10.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :**

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>d</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC	50×50	293.3	12.90	0.075	47	82.5724	<b>0.35</b>	<b>1.875</b>	vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	45×45	186.2	14.32	0.040	42	86.63	<b>0.45</b>	<b>1.000</b>	vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	40×40	186.2	16.12	0.075	37	67.06	<b>0.45</b>	<b>1.875</b>	vérifiée
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	35×35	186.2	18.43	0.075	32	43.69	<b>0.38</b>	<b>1.875</b>	vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	30×30	186.2	21.50	0.075	27	33.67	<b>0.41</b>	<b>1.875</b>	vérifiée

**d).Vérification des zones nodales :**

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



**d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV.11. Les moments résistants dans les poteaux:**

Niveau	Section( $cm^2$ )	Z(cm)	$A \text{ cm}^2$	$\sigma(\text{MPa})$	$M_r$ (KN.m)
RDC	50×50	45	10.68	348	167.24
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	45×45	40.5	10.68	348	167.24
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	40×40	36	10.68	348	167.24
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	35×35	31.5	10.68	348	167.24
8 <sup>ème</sup> étage	30×30	27	4.52	348	42.46

**Tableau IV.12. Les moments résistants dans les poutres principales :**

Niveau	H (cm)	Z(cm)	$A \text{ cm}^2$	$\sigma(\text{MPa})$	$M_r$ (KN.m)
RDC	40	36	6.88	348	86.19
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	40	36	6.88	348	86.19
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	40	36	6.88	348	86.19
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	40	36	6.88	348	86.19
8 <sup>ème</sup> étage	40	36	6.88	348	86.19

Tableau IV.13. Les moments résistants dans les poutres secondaires :

Niveau	Section( $cm^2$ )	Z(cm)	A $cm^2$	$\sigma(MPA)$	Mr (KN.m)
RDC	30	27	9.24	348	86.53
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	30	27	10.65	348	100.06
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	30	27	10.65	348	100.06
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	30	27	10.65	348	100.06
8 <sup>ème</sup> étage	30	27	6.88	348	64.64

Tableau IV.14. Vérification de la zone nodale dans le sens principale :

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
RDC	167.24	167.24	<b>334.48</b>	86.19	86.19	<b>215.47</b>	vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	167.24	167.24	<b>334.48</b>	86.19	86.19	<b>215.47</b>	vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	167.24	167.24	<b>334.48</b>	86.19	86.19	<b>215.47</b>	vérifiée
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	167.24	167.24	<b>334.48</b>	86.19	86.19	<b>215.47</b>	vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	42.46	42.46	<b>84.92</b>	86.19	86.19	<b>215.47</b>	Non vérifiée

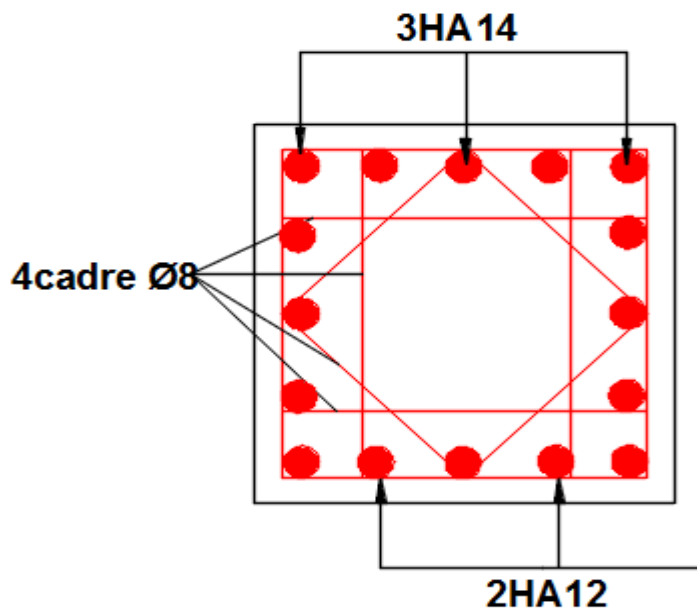
Tableau IV.14. Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire :

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
RDC	167.24	167.24	<b>334.48</b>	86.53	86.53	<b>216.32</b>	vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	167.24	167.24	<b>334.48</b>	100.06	100.06	<b>216.32</b>	vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	167.24	167.24	<b>334.48</b>	100.06	100.06	<b>216.32</b>	vérifiée

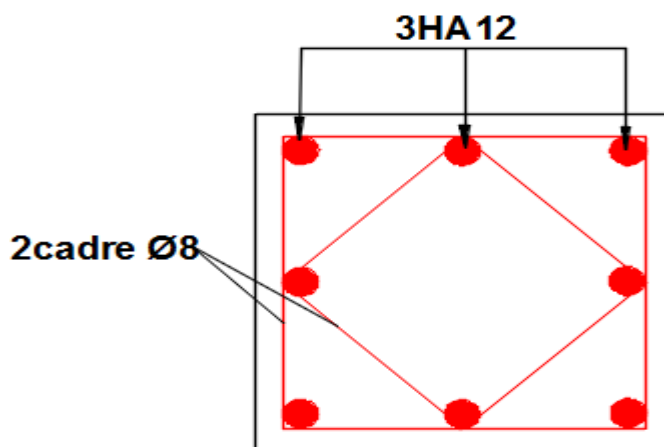
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	167.24	167.24	<b>334.48</b>	100.06	100.06	<b>216.32</b>	vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	42.46	42.46	<b>84.92</b>	64.64	64.64	<b>161.6</b>	Non vérifiée

**Conclusion :** La zone nodale est vérifiée dans tous les étages sauf le 8<sup>ème</sup> où c'est négligeable.

**IV.2.07. Schéma de ferrailage des poteaux :**



**Figure IV.6 :** Schéma de ferrailage des Poteaux RDC+étages courants.



**Figure IV.7 :** Schéma de ferrailage des Poteaux étage 08.



### IV.3. Étude des voiles :

#### IV.3.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q\pm E$
- 3).  $0.8G\pm E$

#### IV.3.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

##### a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

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  $S_t < e$ .

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

##### b). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

### c). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

– Globalement dans la section du voile 0.15%.

– En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est :  $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$ .

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements 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.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de Traction.

### IV.3.3 : Exemple de Calcul voile

#### ➤ Voile Plein (trumeaux)

- ❖ Les différentes sollicitations les plus défavorables, tirées directement d'ETABSV16 sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.15 : Sollicitations de calcul dans le voile RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage :

Voile	Section Cm <sup>2</sup>	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		V (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
Vx1	0.2*1.7	-1708,66	-113,8655	-554,34	566,5403	-701,1827	-1550,34	-196,291

#### ❖ Ferrailage

##### 1. Les armatures Verticales

Les voiles sont calculés à la flexion composées avec M, N et V.

➤ Sous  $N^{\max}$  et  $M^{\text{corr}}$

$L=1.7\text{m}$  ;  $d=1.2\text{m}$ .  $N=+1708.66\text{KN}$  (compression) et  $M=113.8655\text{KN.m}$  (ELU)

$I=0.0818\cdot 10^{-3}\text{m}^4$  et  $s=0.34\text{m}^2$

▪ **Calcul des contraintes**

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times \frac{l}{2} \quad \Leftrightarrow \quad \sigma^+ = 6.2\text{MPa} \text{ et } \sigma^- = 3.83\text{MPa}. \quad \Leftrightarrow \quad \text{SEC}$$

$$M_{ua} = M + N(d - \frac{l}{2}) \quad \text{et} \quad d = l - d' = 1.7 - 0.05 = 1.65\text{m}. \quad \rightarrow \quad M_{ua} = 1.47\text{MN.m}$$

$$N(d - d') - M_{ua} = 1.25\text{MN.m} \dots (1)$$

$$(0.5h - d') \times e \times l \times f_{bu} = 3.86\text{MN.m} \dots (2) \quad \text{avec } f_{bu} = 14.2\text{MPa}$$

$$(1) < (2) \quad \rightarrow \quad A = 0$$

$$\Psi = \frac{(0.357 + \frac{(1)}{b \cdot l^2 \cdot f_{bu}})}{0.857 - d' \div l} = 0.61$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{1000} * [1 + (1.719 - 4.010 * d' \div l * \sqrt{(1 - \psi)})] = 3.99 * 10^{-3} > \varepsilon_l = 1.73 * 10^{-3} \rightarrow f_{s'} = 348\text{MPa}$$

$$A' = \frac{Nu - \psi * b * l * f_{bu}}{f_{s'}} = -35.77\text{cm}^2 ; \text{ On Ferraille avec : } A_{\min}^{\text{TOTAL}} = 0.15\% * b * l = 5.1\text{cm}^2$$

➤ Sous  $M^{\max}$  et  $N^{\text{corr}}$  : 701.1827KN.m  $\rightarrow$  1550.34KN (Situation accidentelle)

- **Calcul des contraintes** :  $\sigma^+ = 11.83\text{MPa}$  et  $\sigma^- = -2.713.83\text{MPa}$ .  $\Leftrightarrow$  SPC.

- **Calcul de longueurs tendue et comprimée** :

$$\checkmark \quad \text{Zone Tendue : } l_t = \frac{l \times \sigma^-}{\sigma^+ + \sigma^-} \rightarrow l_t = 0.31\text{m}.$$

$$\checkmark \quad \text{Zone comprimée : } l_c = l - 2l_t \rightarrow l_c = 1.08\text{m}.$$

▪ Calcul à la flexion simple

$$M_{ua} = 1.98\text{MN.m} ; u_{bu} = \frac{M}{e \times d^2 \times f_{bu}} = 0.196 < u_l = 0.392 \rightarrow A' = 0. \text{ Avec } f_{bu} = 18.48\text{MPa}.$$

$$\alpha = 0.275 \rightarrow z = 1.5\text{m} \rightarrow A_l = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 33\text{cm}^2 \quad \text{avec } f_{st} = \frac{f_{st}}{\gamma_s} = \frac{400}{1} \rightarrow f_{st} = 400\text{MPa}.$$

▪ Calcul à la flexion composée

$$A = A_l - \frac{Nu}{f_{st}} \rightarrow A = -7\text{cm}^2 ; A_{\min}^{\text{ZT}} = 0.2\% * 0.2 * 0.31 = 1.24\text{cm}^2 ; A_{\min}^{\text{ZC}} = 0.1\% * 0.2 * 1.08 = 2.16\text{cm}^2$$

- **Sous  $N^{\min}$  et  $M^{\text{corr}}$**  : 554.34 KN → 566.64KN.m (Situation accidentelle)
- **Calcul des contraintes** :  $\sigma^+ = 7.51\text{MPa}$  et  $\sigma^- = -4.2\text{MPa}$ .  $\implies$  SPC.
- **Calcul de longueurs tendue et comprimée :**

$$\checkmark \text{ Zone Tendue : } l_t = \frac{l \times \sigma^-}{\sigma^+ + \sigma^-} \rightarrow l_t = 0.61\text{m.}$$

$$\checkmark \text{ Zone comprimée: } l_c = l - 2l_t \rightarrow l_c = 0.48\text{m.}$$

- **Calcul à la flexion simple**

$$M_{ua} = 1\text{MN.m} ; u_{bu} = 0.099 ; \alpha = 0.130 ; z = 1.56\text{m} ; A_I = 8.8\text{cm}^2$$

- **Calcul à la flexion composée**

$$A = -5\text{cm}^2 \rightarrow A_{\min}^{ZT} = 0.2\% \times 0.2 \times 0.61 = 2.44\text{cm}^2 ; A_{\min}^{ZC} = 0.1\% \times 0.2 \times 0.48 = 0.96\text{cm}^2$$

$$2A_{\min}^{ZT} + A_{\min}^{ZC} = 5.84\text{cm}^2 > A^{\text{TOTAL}} = 0.15\% \times b \times l = 5.1\text{cm}^2$$

- **Vérification de l'effort de cisaillement**

$$V = 196,291\text{KN} \rightarrow \bar{V} = 1.4V = 274.80\text{KN} \rightarrow \tau_u = \frac{\bar{V}}{e \times d} = 0.83\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28} = 5\text{MPa.}$$

Donc : pas de risque de rupture par cisaillement.

## 2. **Calcul des armatures horizontales**

On fixe  $St$  :  $St \leq \min(1.5e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$ . On prend  $St = 20\text{cm}$ .

$$A_t = \max \left[ \left( \frac{\tau_u \times st \times e}{0.9 \times f_e} \right); \left( \frac{0.4 \times st \times e}{f_e} \right) \right] = \frac{\tau_u \times st \times e}{0.9 \times f_e} = 0.92\text{cm}^2.$$

- **Choix des armatures**

**Armature longitudinales : Zone tendue** : 4HA12 = 4.52cm<sup>2</sup>/ par face.  $St = 20\text{cm}$

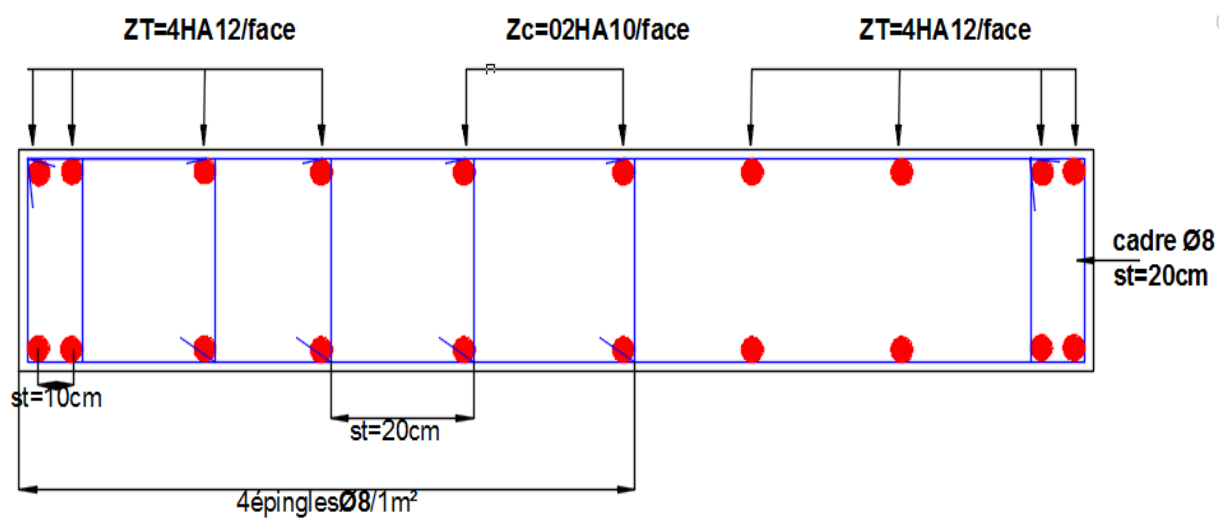
**Zone Comprimée** : 2HA10 = 1.57cm /par face . $St = 20\text{cm}$ .

**Armatures transversales** : 2HA08 = 1.01cm<sup>2</sup> chaque 20 cm.

Tableau IV.16.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux :

Niveau	Sous-sol	RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage		3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.2*1.7	0.2*1.7		0.2*1.7	0.2*1.7
M(KN)	267,15	566.64		146,52	107,34
N(KN)	1199,11	554.34		980,73	579,71
section	SEC	SPC		SEC	SEC
V (KN)	303,34	196,29		94,49	87,24
$\tau$ (MPa)	1,29	0,83		0,40	0,37
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5		5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	<0	+5		<0	<0
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5.1	ZT=2.44	Zc=0.96	5.1	5.1
Lt ; Lc (m)	Lc=1.7	Lt=0.61	Lc=0.48	Lc=1.7	
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	10.62				
$N^{bre}$ /par face	8HA12+2HA10				
$S_t$ (cm)	20				
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,43	0,93		0,45	0,41
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6				
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.01			
$N^{bre}$ /par plan	2HA10	2HA8			
$S_t$ (cm)	20				

## IV.3.4 Schéma de ferrailage du voile VX1:

Fig. IV. 8 : Schéma de ferrailage de voile ( $V_{x1}$ )

# **CHAPITRE V**

### V.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

### V.2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

### V.3. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,2 bar pour une profondeur d'ancrage de 4,1 m.

### V.4. type de fondation

#### V.4.1. Radier général

On va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

#### V.4.1.1. Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

$h_t$  : hauteur des nervures.

$h_r$  : hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 5.76m$ )

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{576}{20} = 28.8 \text{ cm}$$



$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{576}{10} = 57.6 \text{ cm}$$

➤ **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

**L<sub>e</sub>** : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

**K** : coefficient de raideur du sol  $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$  (sol moyen);

**E** : module d'élasticité du béton :  $E=3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$  ;

**b** : largeur de la fondation ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,76^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 87 \text{ cm}$$

$$\text{Donc, } h_t \geq 87 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 90 \text{ cm}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,9^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,73 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5.76 \leq \frac{\pi}{2} 3,73 = 5,85 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{47135.54}{120} = 392,79 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc, on peut prendre } S_{rad} = S_{bat} = 412 \text{ m}^2$$

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure  $h_t = 60 \text{ cm}$  ;

Hauteur de la table du radier  $h_r = 30 \text{ cm}$  ;

Enrobage  $d' = 5 \text{ cm}$ .

La surface du radier  $S_{rad} = 412 \text{ m}^2$

#### V.4.1.2. Vérifications nécessaires

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,12 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « **SOCCOTEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 7981,7 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad X_G = 0 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 25051,3 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 7,58 \text{ m}$$

### Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

#### ❖ Sens X-X

Données :

$$N = 47,135 \text{ MN} \quad ; \quad M_x = 31,17 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 7981,7 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{47,135}{412} + \frac{31,17}{7981,7} \times 7,58 = 0,144 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{47,135}{412} - \frac{31,17}{7981,7} \times 7,58 = 0,084 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,144 + 0,084}{4} = 0,129 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,12 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens X-X.

#### ❖ Sens Y-Y

Données :

$$N = 47,135 \text{ MN} \quad ; \quad M_y = 40,44 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{yG} = 25051,3 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{47,135}{412} + \frac{40,44}{25051,3} \times 7,58 = 0,152 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{47,135}{412} - \frac{40,44}{25051,3} \times 7,58 = 0,076 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,152 + 0,076}{4} = 0,133 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,12 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens Y-Y.

### Remarque

Les contraintes dans le sol ne sont pas vérifiées dans les deux sens, et pour remédier ce problème, on se sert d'un radier avec débord (Figure VI.5). La nouvelle surface du radier est :

$$S = 412 + 92,52 = 504,52 \text{ m}^2 \quad ; \quad I_x = 12407,5 \text{ m}^4 \quad ; \quad X_G = 0 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 35107,2 \quad ; \quad Y_G = 8,57 \text{ m}$$

#### ➤ Vérification des contraintes dans le sol avec la nouvelle surface du radier

#### ❖ Sens X-X

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{47.135}{504.52} + \frac{31.17}{12407.5} 8.57 = 0,114 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{47.135}{504.52} - \frac{31.17}{12407.5} 8.57 = 0,071 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,114 + 0,071}{4} = 0,103 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,12 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

#### ❖ Sens Y-Y

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{47.135}{504.52} + \frac{40,44}{35107.2} \times 0 = 0,093 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{47.135}{504.52} - \frac{40,44}{35107.2} \times 0 = 0,093 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,093 + 0,093}{4} = 0,093 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,12 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

#### ➤ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

$N_d$ : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable à l'ELU

$$N_d = 64779.91 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{64779.91 \times 5.76}{2 \times 504.52} = 369.78 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{369.78 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,14 \text{ m}, \text{ Soit } d = 25 \text{ cm}$$

#### ➤ Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_d$  : Effort normal de calcul.

$h_t$  : Hauteur total de la dalle du radier.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

#### ❖ Sous le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×60) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,60 + 0,60 = 1,20 \\ B = b + h_t = 0,60 + 0,60 = 1,20 \end{cases} \Rightarrow U_c = 4.8 \text{ m}$$

### V.5. Ferrailage du radier général

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

### ➤ Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u$  : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_{rad} = 3783,9 \text{ KN}$$

$$N_{ner} = 1344,15 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{ner} = 64799,9137 + 3783,9 + 1344,15 = 69927,963 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{69927,963}{504,52} = 138,60 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 5,76 - 0,60 = 5,16 \text{ m} ; L_y = 4 - 0,60 = 3,4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,66 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0737 \\ \mu_y = 0,3753 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0737 \times 138,60 \times 5,16^2 \\ M_{0y} = 0,3753 \times 271,97 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 271,97 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 102,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### ❖ Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 231,17 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 86,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 135,58 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,3) m<sup>2</sup>

**Tableau V.1.** Section d'armature du radier

Localisation		M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres	St (cm)
travée	X-X	231,17	11,38	2,71	12,06	6HA16	15
	Y-Y	86,75	5,98	2,40	7,70	5HA14	20
Appui		- 120,72	6,03	2,71	7,70	5HA14	18

### ❖ Condition de non fragilité

On a e = 30 cm > 12 cm et  $\rho = 0,66 > 0,4$

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left( \frac{3 - 0,66}{2} \right) \times 0,3 = 2,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

### ➤ Vérification à l'ELS

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$N_s$  : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 47135.94 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{47135.94}{504.52} = 93.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0737 \\ \mu_y = 0,3753 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 183,31 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 68,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 155,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 58,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 91,65 \text{ KN.m}$$

**Vérification des contraintes**

**Tableau V.2.** Vérifications des contraintes à l'ELS

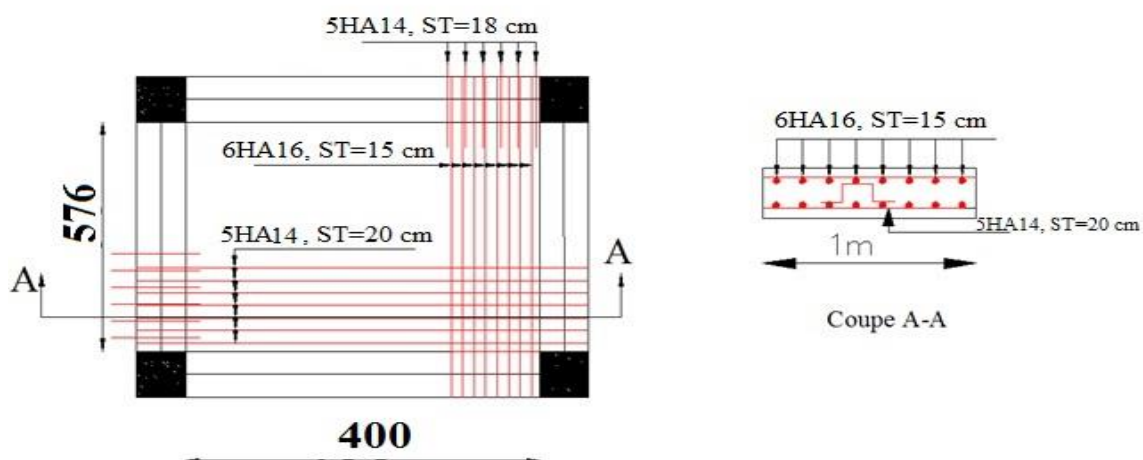
Localisation		$M_s$ KN.m	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	155,81	7,52	63582,8	8,38 < 15	Vérifiée	195.23 < 201,63	Vérifiée
	y-y	58,47	5,72	37741,44	6,78 < 15	Vérifiée	198.54 < 201,63	Vérifiée
Appui		- 91,65	6,19	43942,06	5,87 < 15	Vérifiée	189.98 < 201,63	Vérifiée

❖ **Vérification des espacements**

Selon x-x:  $S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/8 = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$

Selon y-y:  $S_t = 14 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

➤ **Schéma de Ferrailage du radier**



**Figure V.1.** Schéma de ferrailage du radier

➤ **Ferrailage du débord**

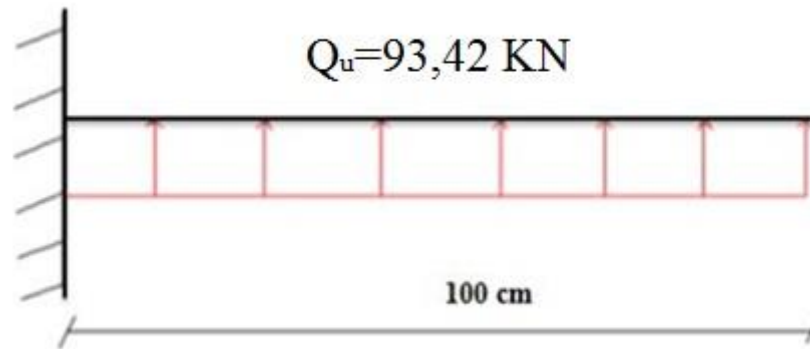


Figure V.2. Schéma statique du débord

## ❖ Calcul du moment sollicitant

$$M_u = - \frac{Q_u \times l^2}{2} = - 71.63 \text{ KN.m}$$

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Section d'armatureur du débord

M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	N <sup>bre</sup> de barres / ml	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>r adop</sub> (cm <sup>2</sup> /m)
- 71.63	11,26	3,02	12,32	8HA14	13	1,50	4HA12=4,52

## ➤ Verifications à l'ELS

$$M_s = - \frac{Q_s \times l^2}{2} = - \frac{137,68 \times 1^2}{2} = - 68,84 \text{ KN.m}$$

Tableau V.4. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation	M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs.	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub> (MPa)	Obs.
Travée	- 68,84	7,94	70470,4	7,76 < 15	Vérifié e	198.23 < 201,63	Vérifiée

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.5. Section d'armatureur du débord à l'ELS

Localisation	M <sub>s</sub> (KN.m)	β (10 <sup>-2</sup> )	α	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	N <sup>bre</sup> de barres	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>r adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	-68,84	0,55	0,348	15,45	16,08	8HA16	13	5,36	4HA14

## ➤ Schéma de ferrailage

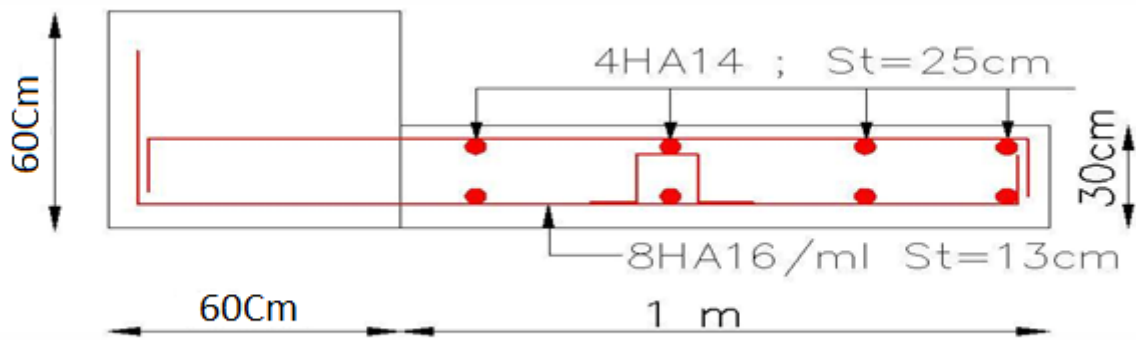


Figure V.3. Schéma de ferrailage du débord

V.6. Etude des nervures

➤ Définition des charges qui reviennent sur les nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

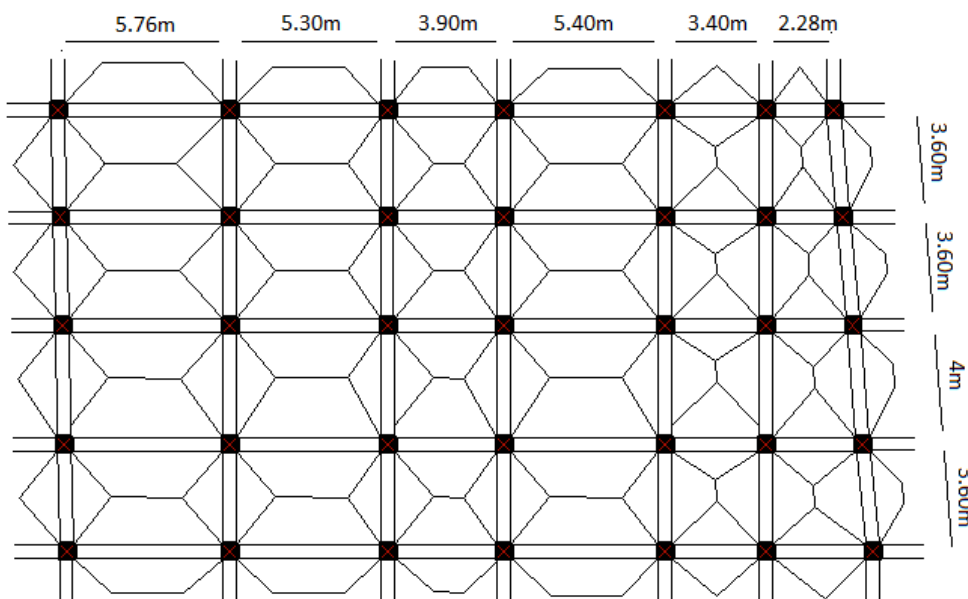


Figure V.4. Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

✓ Calcul des sollicitations

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot

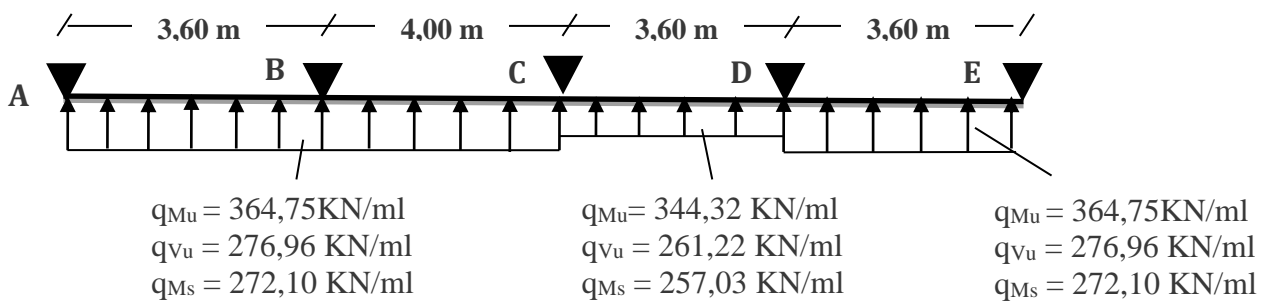


Figure V.5. Schéma statique de la nervure selon Y-Y

✓ Sens X-X

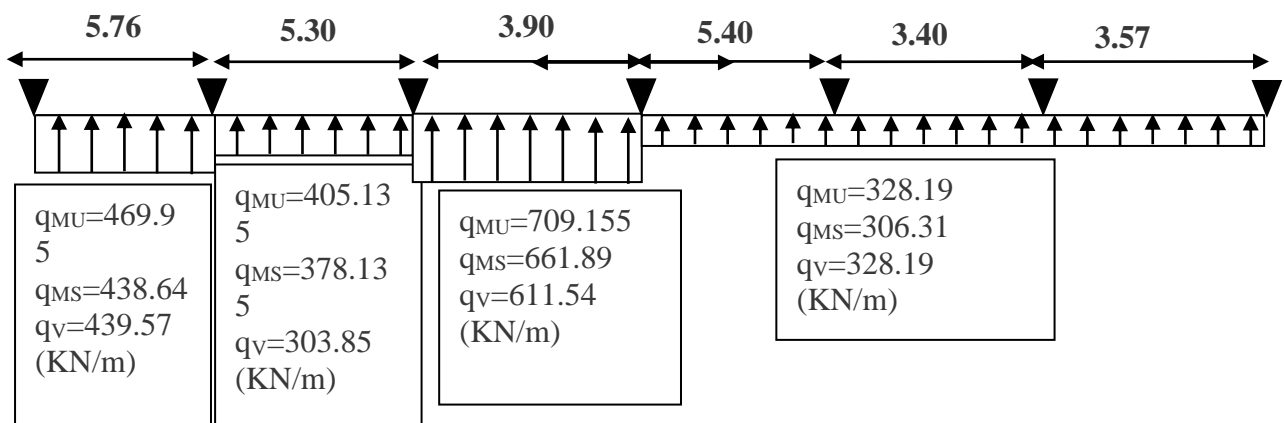


Figure V.6. Schéma statique de la nervure selon X-X

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableaux V.6. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q <sub>m</sub> (KN)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
X-X	AB	5.76	363,35	0	-439,87	1,40	534,63	385,12	356,52	-607,87
	BC	5,3	363,35	-444,17	-308,95	1,85	554,45	183,89	519,6	-444,79
	CD	3,9	342,92	-308,95	-308,95	1,65	466,8	157,85	428,65	-428,65
	DE	5,4	363,35	-308,95	-439,87	1,65	554,45	183,89	444,79	-519,6
	EF	3,4	363,35	-439,87	-479,78	2,10	534,63	358,18	607,87	-356,52
	FG	3.57	357.21	-476.21	0	2.09	547.14	321.54	601.25	347.21
Y-Y	AB	3.6	447,54	0	-791,02	1,89	1124,46	713,44	616,19	-963,89
	BC	4	336,67	-711,02	-389,46	1,99	421,84	-123,06	538,06	-290,95
	CD	3,6	354,8	-389,46	-347,21	2,02	494,18	336,45	571,3	-342,21
	DE	3.6	347.7	-257.58	0	2.01	476.78	347.24	541.7	347.21



**Tableaux V.7.** Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q <sub>m</sub> (KN)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
X-X	AB	5.76	271,23	0	-318,33	1,40	399,09	245.57
	BC	5,3	271,23	-328,35	-230,68	1,85	413,88	137,24
	CD	3,9	256,13	-230,68	-230,68	1,65	348,66	117,98
	DE	5,4	271,23	-230,68	-328,35	1,65	413,88	137,24
	EF	3,4	271,23	-328,35	-347.23	2,10	399,09	267,37
	FG	3.57	273.21	-347.21	0	2.09	378.02	269.21
Y-Y	AB	3.6	333,45	0	-588,58	1,89	837,68	592.47
	BC	4	251,51	-589,56	-293,74	1,99	315,59	-93,11
	CD	3.6	264,91	-293,74	-213.45	2,03	368,72	250,01
	DE	3.6	249.87	-247.78	0	2.02	367.47	249..08

➤ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓

✓ **Détermination de la largeur b**

✓ **Sens X-X**

On a :

$h = 0,6 \text{ m} ; h_0 = 0,30 \text{ m}$

$b_0 = 0,6 \text{ m} ; d = 0,60 \text{ m}$

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

$\frac{b - 0,6}{2} \leq \min(2,88 \text{ m} ; 0.36 \text{ m})$

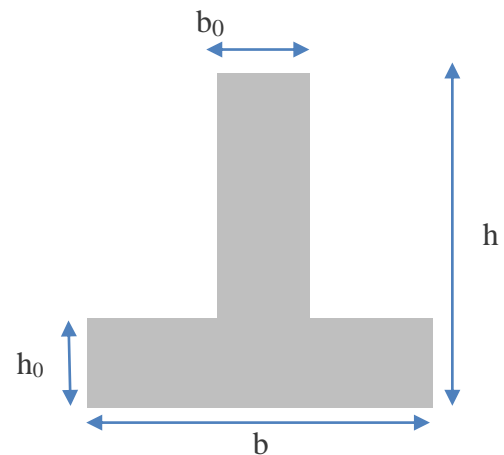
Donc,  $b = 1,2 \text{ m}$ .

✓ **Sens Y-Y**

On a :

$\frac{b - 0,6}{2} \leq \min(2 \text{ m} ; 1,14 \text{ m})$

Donc,  $b = 1,05 \text{ m}$ .



**Figure V.7.** Schéma des nervures

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.8.** Résultats de ferraillage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
X-X	Travée	385.12	14,59	8,88	17,75	5HA16+5HA14
	Appui	-444,17	17,64		19,16	8HA16+2HA14
Y-Y	Travée	713,44	33,66	9,90	34,95	2HA25+8HA20
	Appui	-711,02	34,31		34,95	2HA25+8HA20

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

## ✓ Vérification des efforts tranchants à l'ELU

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

$$F.N \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5 MPa$$

$$\text{Selon le Sens (x): } \tau_u = \frac{607,87 \times 10^{-3}}{1,05 \times 0,70} = 0,83 MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Selon le Sens (y): } \tau_u = \frac{963,89 \times 10^{-3}}{1,10 \times 0,70} = 1,25 MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

## ✓ Vérification des contraintes

Tableau V.9. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	<b>Travée</b>	245,57	16,48	919297,25	4,79 < 15	Vérifiée	198,49 < 201,63	Vérifiée
	<b>Appui</b>	-318,33	17,03	979259,88	5,71 < 15	Vérifiée	178,42 < 201,63	Vérifiée
Y-Y	<b>Travée</b>	592,47	21,5	1597574,1	7,98 < 15	Vérifiée	179,18 < 201,63	Vérifiée
	<b>Appui</b>	-588,58	21,5	1597574,1	7,93 < 15	Vérifiée	199,47 < 201,63	Vérifiée

Tableau V.10. Ferrailage des nervures à l'ELS

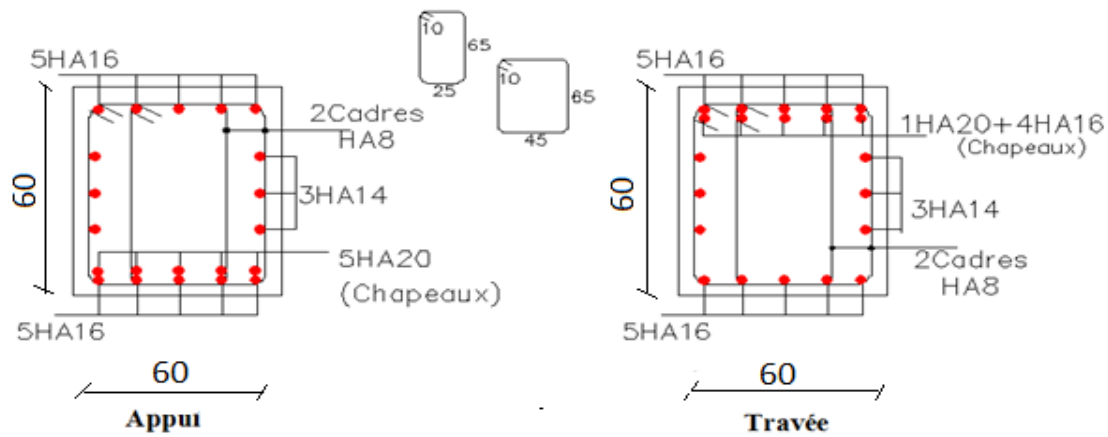
Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ (10 <sup>-2</sup> )	$\alpha$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	N <sup>bre</sup> de barres
X-X	<b>Travée</b>	267,37	0,26	0,252	20,68	21,24	1HA20+9HA16
	<b>Appui</b>	-328,35	0,32	0,276	25,62	25,76	5HA20+5HA16
Y-Y	<b>Travée</b>	593,30	0,55	0,349	47,56	49,09	10HA25
	<b>Appui</b>	-589,56	0,54	0,346	47,22	49,09	10HA25

D'après le **CBA93(Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

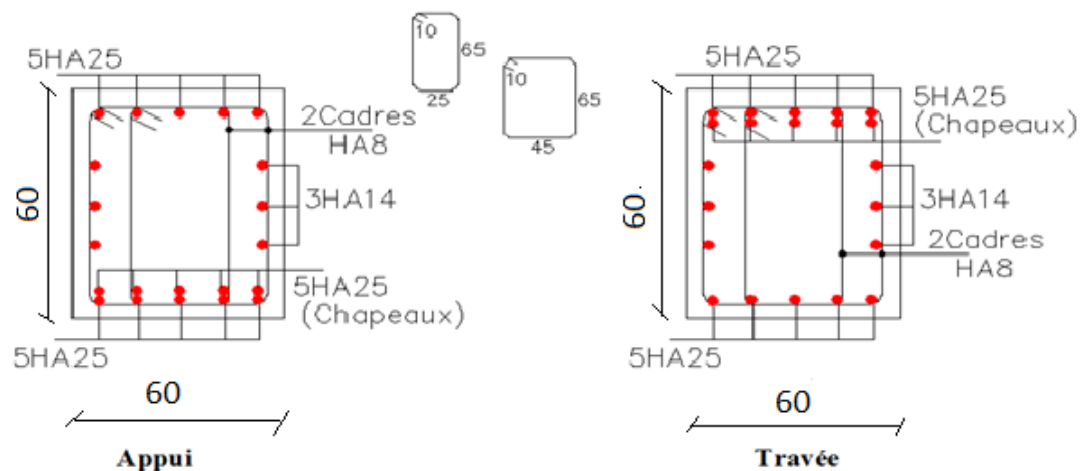
$$\text{Donc, } A_p = 3 \times 0,75 = 2,25 \text{ cm}^2.$$

Soit : 2HA14 = 3,08 cm<sup>2</sup> par face.

## ✓ Schéma de ferrailage des nervures



**Figure V.8.** Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x



**Figure V.9.** Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y

## V.7. Etude du voile périphérique :

### V.7.1. Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### V.7.2. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur  $h=3.20$  m
- La longueur  $L=5.75$  m
- L'épaisseur  $e=20$  cm

**V.7.3. Caractéristiques du sol**

- Le poids spécifique  $\gamma_h = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement  $\varphi = 24.99^\circ$
- La cohésion  $c=0.53 \text{ bars}$ .
- On prend  $c=0$  (le cas le plus) .

**V.7.4. Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique et soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3.20 \times (18 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{24.99}{2})) = 23.38 \text{ KN} / \text{ml}$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

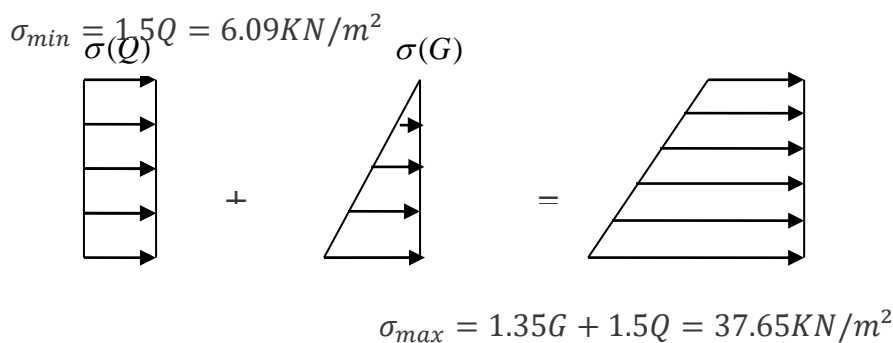
$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 4.06 \text{ KN} / \text{ml}$$

**V.7.5. Ferrailage du voile :**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

**A L'ELU :**



**Figure.V.10.**Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 29.76 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 29.76 \text{ KN} / \text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.20 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 5.75 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.55 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$\rho = 0.55 \rightarrow \text{ELU} : \mu_x = 0.0894 ; \mu_y = 0.2500$$

$$M_{0x} = 27.24 \text{ KN.m} \text{ et } M_{0y} = 6.81 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments corrigés**

$$M_t^x = 0.75 \times M_{0x} = 20.43 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 5.78 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^x = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -13.62 \text{ KN.m.}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :  $A_{\min} = 0.1\% b \times h \dots\dots\dots \text{RPA Article 10.1.2 Page 94.}$

➤ **Ferraillage**

On fait le ferraillage d'une section  $(b \times e) = (1 \times 0,2) \text{ m}^2$

**Tableau V.11. Section des armatures du voile périphérique.**

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x	20.43	0.063	0.081	0.145	4.05	2	4HA12= 4.52
	y-y	5.78	0.018	0.022	0.148	1.12	2	4HA10= 3.14
Appui		13.62	0.042	0.053	0.146	2.68	2	4HA10= 3.14

• **Espacements :**

Sens x-x :  $St \leq \min (2e ; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \rightarrow st = 20\text{cm.}$

Sens y-y :  $St \leq \min (2e ; 33\text{cm}) = 25\text{cm} \rightarrow st = 25\text{cm.}$

**V.5.6. Vérifications**

**A L'ELU:**

• **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.55 > 0.4 ; e = 20\text{cm} > 12.$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \rightarrow A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.55) \times 100 \times 20 = 1.95 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1.6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times e = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}, (\text{fissuration nuisible}).$$

On a :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{29.76 \times 3.2}{2} \times \frac{5.75^4}{3.2^4 + 5.75^4} = 43.44 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{29.76 \times 5.75}{2} \times \frac{3.2^4}{3.2^4 + 5.75^4} = 7.48 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{0.04344}{1 \times 0.15} \leq 0.28 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\tau_{uy} = \frac{0.00748}{1 \times 0.15} \leq 0.05 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**A L'ELS**

➤ **Calcul des sollicitations**

$$\sigma_{\max} = G+Q=23.38+6.09=29.47 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = Q=6.09 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 23.62 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 23.62 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$\mu_x=0.0936 \quad M_0^x=22.63 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_y=0.4150 \quad \Rightarrow M_0^y=9.40 \text{ KN.m.}$$

➤ **Calcul des moments corrigés**

$$M_t^x=0.75 \times M_0^x=16.973 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y=0.85 \times M_0^y=7.99 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^x=M_a^y=-0.5M_0^x=-4.7 \text{ KN.m.}$$

• **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = \min(0.5f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}}) = 164.97MPa. \text{ Fissuration Très Nuisible}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

**Tableau V.12. Vérifications des contraintes à l'ELS**

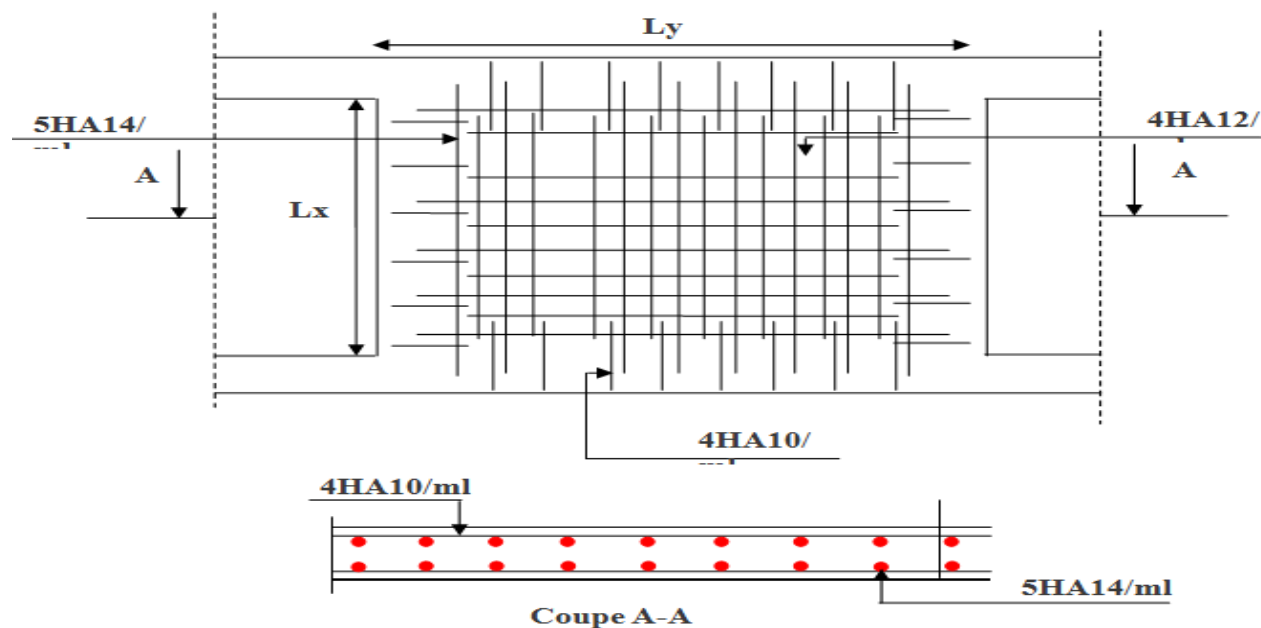
Localisation		Ms (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\frac{\sigma_{bc} \leq}{\overline{\sigma}_{bc}}$	obs	$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$	obs
travée	X-X	16.97	3.88	10330.80	6.37 < 15	Vérifiée	273.9 > 164.97	Non vérifiée
	Y-Y	7.99	3.31	7645.32	3.23 < 15	Vérifiée	183.2 > 164.97	Non vérifiée
Appui	X-X	4.7	3.31	7645.32	1.90 < 15	Vérifiée	107.4 < 164.97	vérifiée

❖ la contrainte de traction n'est pas vérifiée alors on doit recalculer à l'ELS.

**Tableau V.13. Section d'armatures calculées à l'ELS**

Localisation		Ms (KN.m)	(10 <sup>-3</sup> )	α	A (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
travée	X-X	16.97	4.50	0.356	6.86	5HA14=7.7
	Y-Y	7.99	2.15	0.271	3.55	4HA12=4.52

• **Schéma de ferrailage du voile périphérique**



**Figure.V.11. Schéma de ferrailage du voile périphérique.**

**conclusion**



## Conclusion Générale

---

Grace à ce projet, nous avons pu exploiter et évaluer nos connaissances acquises durant notre cursus universitaire mais aussi de les enrichir en se familiarisant avec les différentes méthodes de calcul et de conception, sans oublier les règlements qui gouvernent le domaine Génie Civil.

D'après les résultats de l'étude que nous avons effectuée, on peut souligner quelques points ci-après :

- L'irrégularité en plan de notre structure ainsi que les contraintes architecturales nous ont retardés pour trouver le bon comportement dynamique (disposition des voiles) qui joue un rôle important dans le bâtiment face au danger majeur, le séisme.
- Il convient de souligner que pour la conception parasismique, que c'est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.
- Le logiciel ETABS nous a permis de gagner du temps, d'avoir une approche presque réelle du séisme et ainsi y remédier, en apportant les ferrailages et conceptions nécessaires pour minimiser les aléas sismiques. La maîtrise de ce dernier nécessite des connaissances riches et variées.
- Le choix du site d'implantation ainsi que le type de fondations s'avèrent importants tout en respectant les mesures de préventions imposées, afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse et donc garantir sa stabilité.

Enfin nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'étude.

## Bibliographie

---

- [1] Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003).
- [2] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93)
- [3] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).
- [4] Document technique réglementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.
- [5] DTR BC 2.33.2. Méthodes De Calcul Des Fondations Profondes.
- [6] DTR BC 2.33.1. Règles de Calcul Des Fondations Superficielles.

Autres documents consultés :

- Mr. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).
- Cahiers de cours du cursus.
- Mémoires de fin d'études.

# **ANNEXES**

## ANNEXE 1

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>0,40</b>	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	<b>0,71</b>	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
<b>0,41</b>	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	<b>0,72</b>	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
<b>0,42</b>	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	<b>0,73</b>	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
<b>0,43</b>	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	<b>0,74</b>	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
<b>0,44</b>	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	<b>0,75</b>	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
<b>0,45</b>	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	<b>0,76</b>	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
<b>0,46</b>	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	<b>0,77</b>	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
<b>0,47</b>	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	<b>0,78</b>	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
<b>0,48</b>	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	<b>0,79</b>	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
<b>0,49</b>	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	<b>0,80</b>	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
<b>0,50</b>	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	<b>0,81</b>	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
<b>0,51</b>	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	<b>0,82</b>	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
<b>0,52</b>	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	<b>0,83</b>	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
<b>0,53</b>	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	<b>0,84</b>	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
<b>0,54</b>	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	<b>0,85</b>	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
<b>0,55</b>	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	<b>0,86</b>	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
<b>0,56</b>	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	<b>0,87</b>	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
<b>0,57</b>	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	<b>0,88</b>	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
<b>0,58</b>	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	<b>0,89</b>	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
<b>0,59</b>	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	<b>0,90</b>	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
<b>0,60</b>	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	<b>0,91</b>	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
<b>0,61</b>	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	<b>0,92</b>	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
<b>0,62</b>	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	<b>0,93</b>	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
<b>0,63</b>	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	<b>0,94</b>	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
<b>0,64</b>	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	<b>0,95</b>	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
<b>0,65</b>	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	<b>0,96</b>	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
<b>0,66</b>	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	<b>0,97</b>	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
<b>0,67</b>	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	<b>0,98</b>	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
<b>0,68</b>	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	<b>0,99</b>	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
<b>0,69</b>	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	<b>1</b>	0,0368	1	0,0441	1
<b>0,70</b>	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

## ANNEXE 2

Valeurs de  $M_1$  ( $M_2$ ) pour  $\rho = 1$ 

$U/l_x$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$U/l_y$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	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	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	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	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

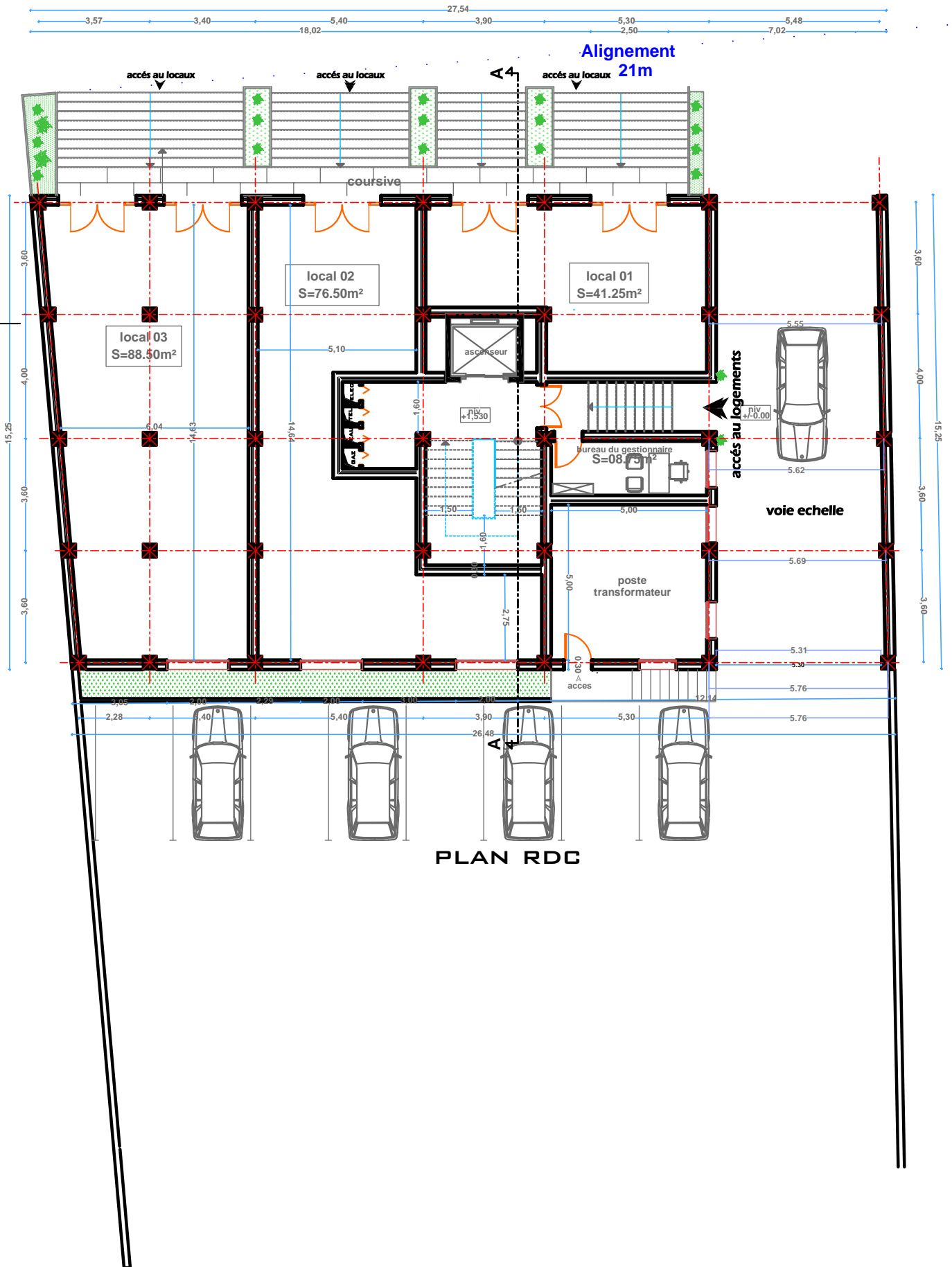
**NOTA :** Pour avoir les valeurs de  $M_2$  ; il suffit de permuter U et V

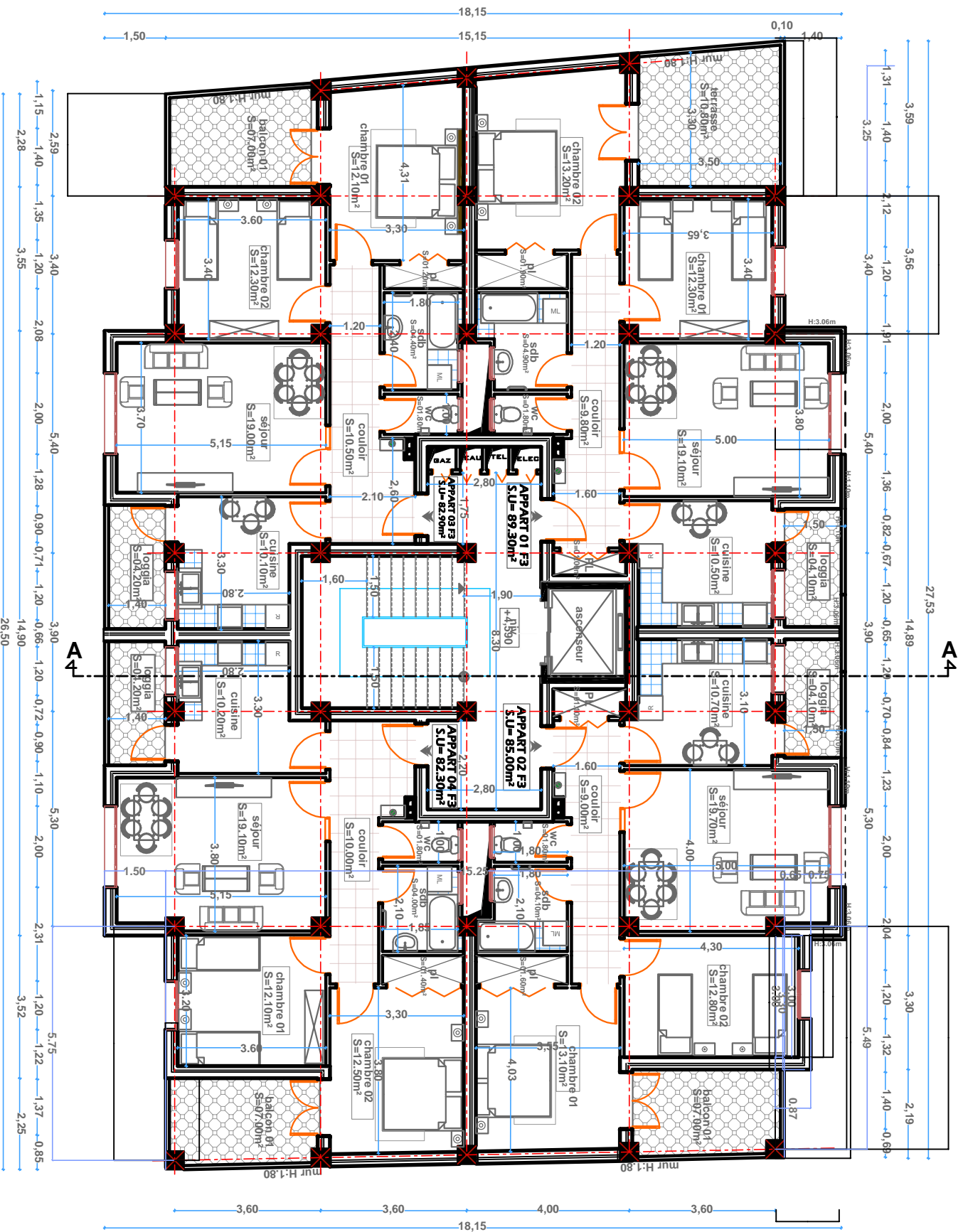
## ANNEXE 3

## SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm

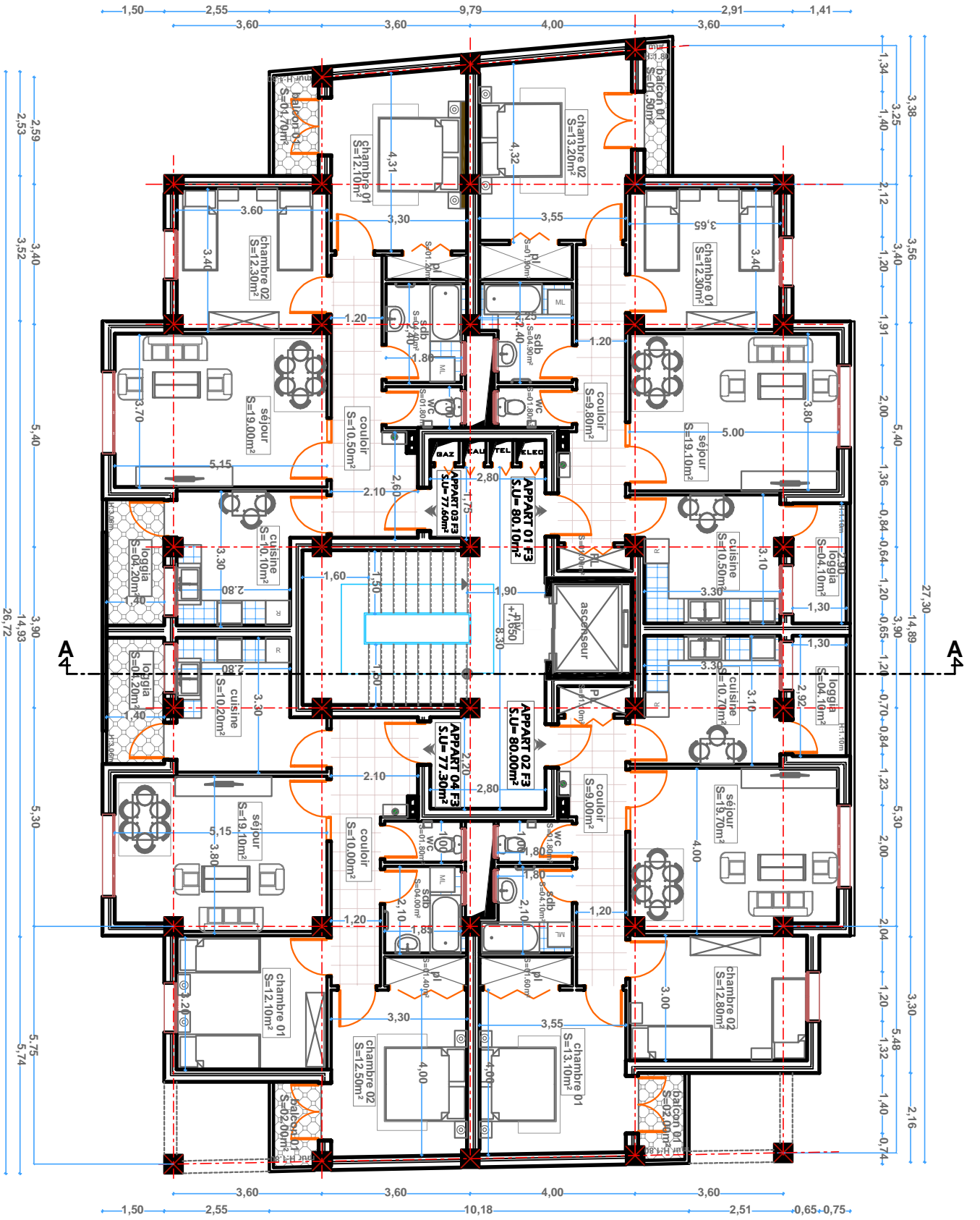
$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

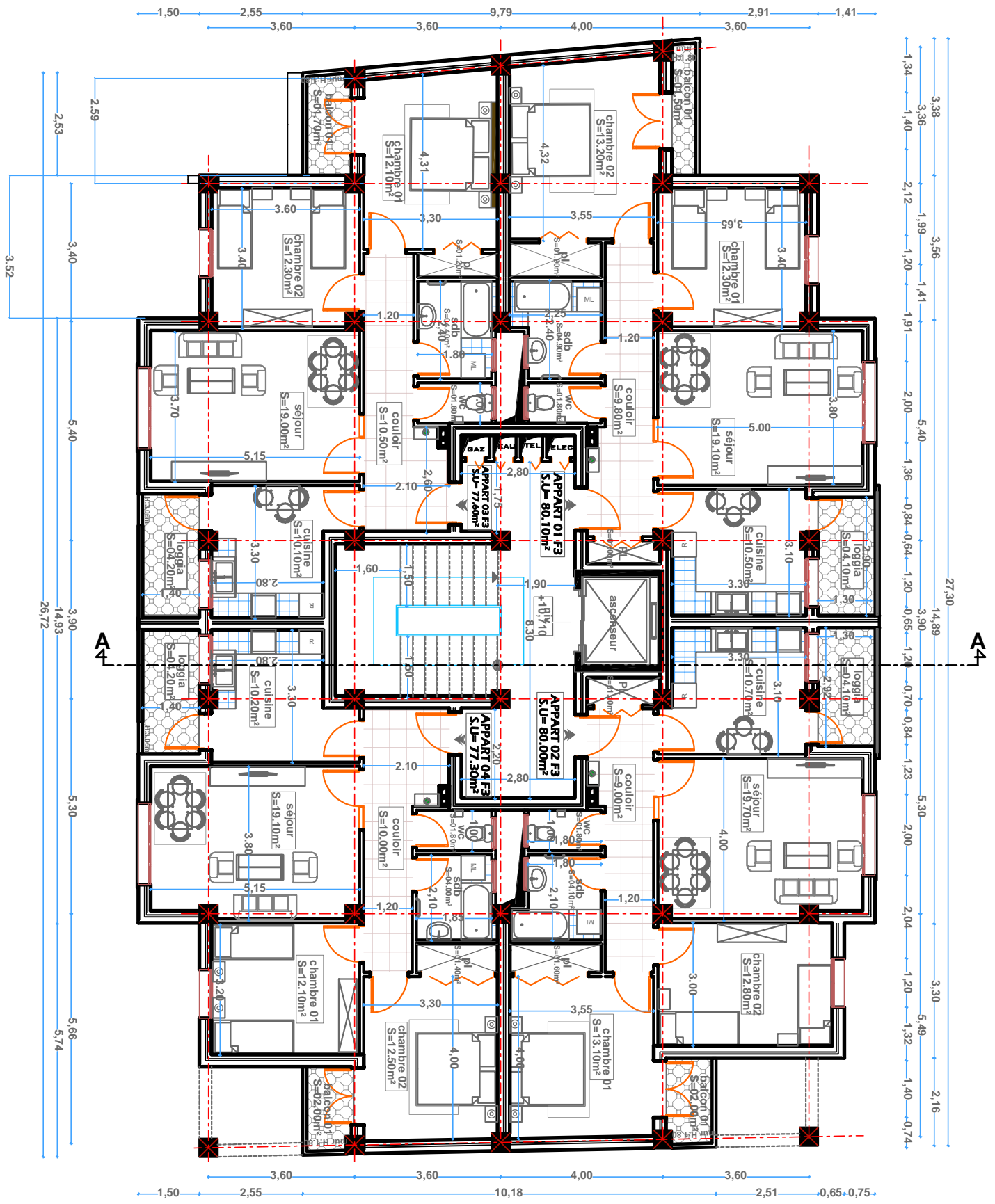


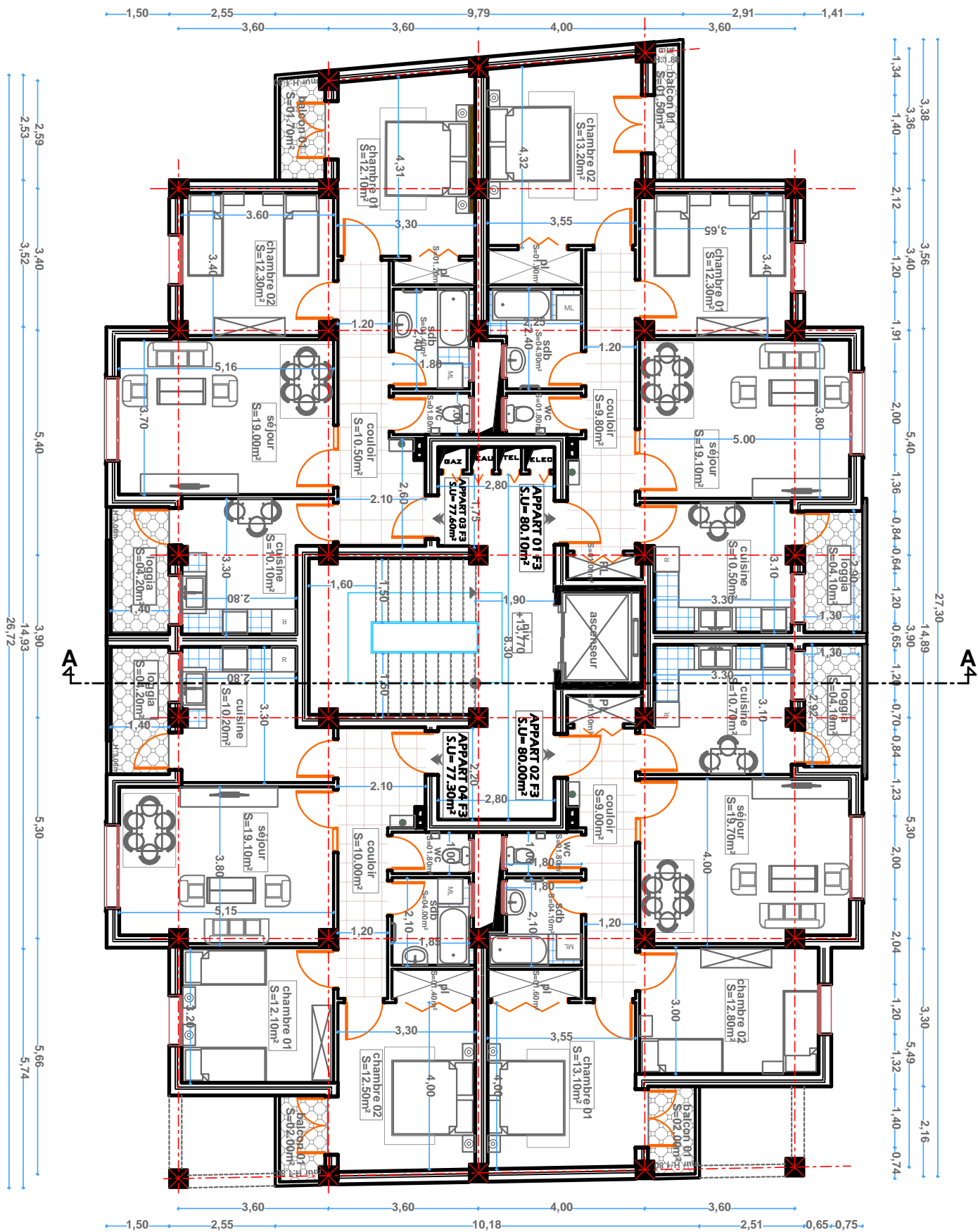


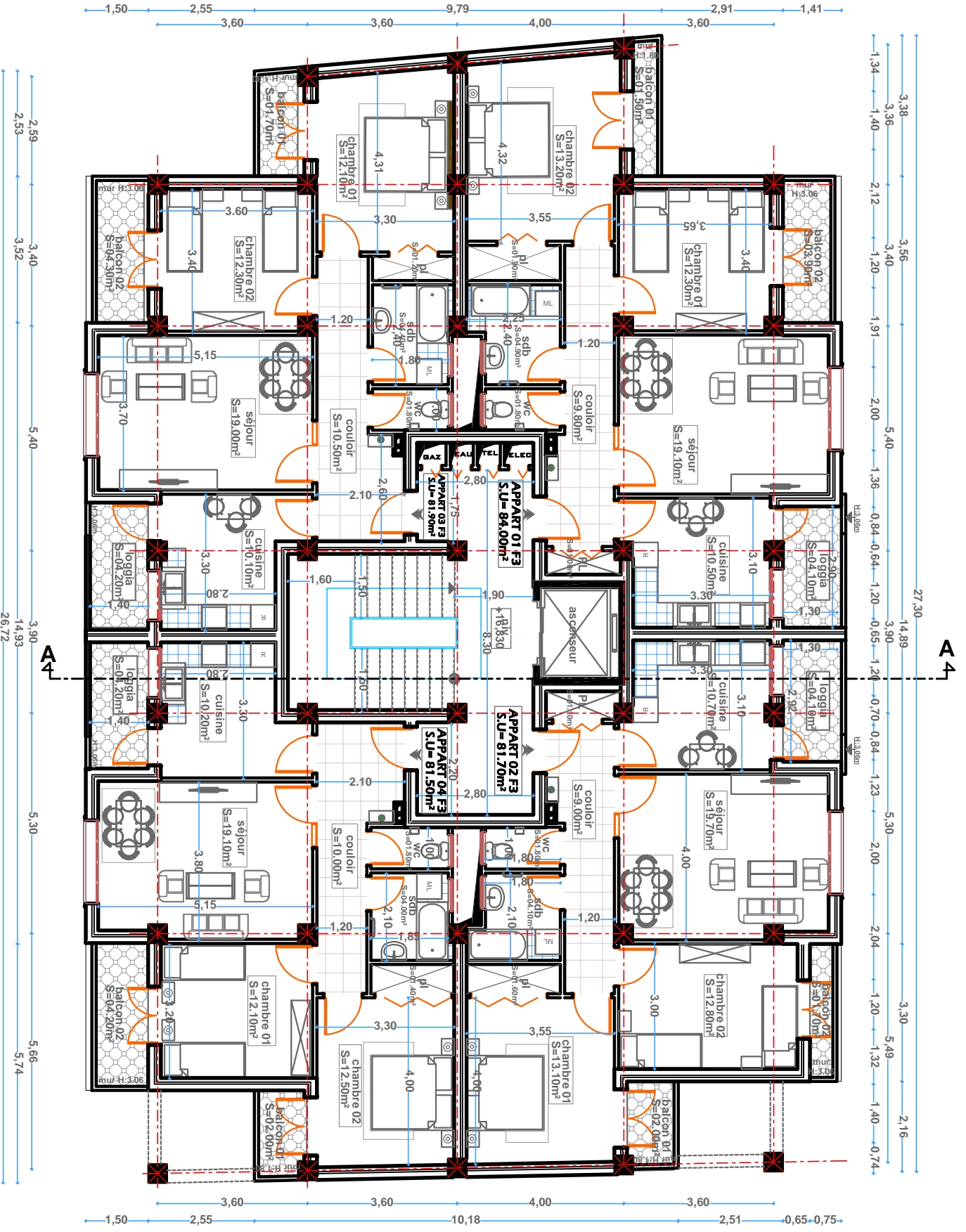
**etage 01**



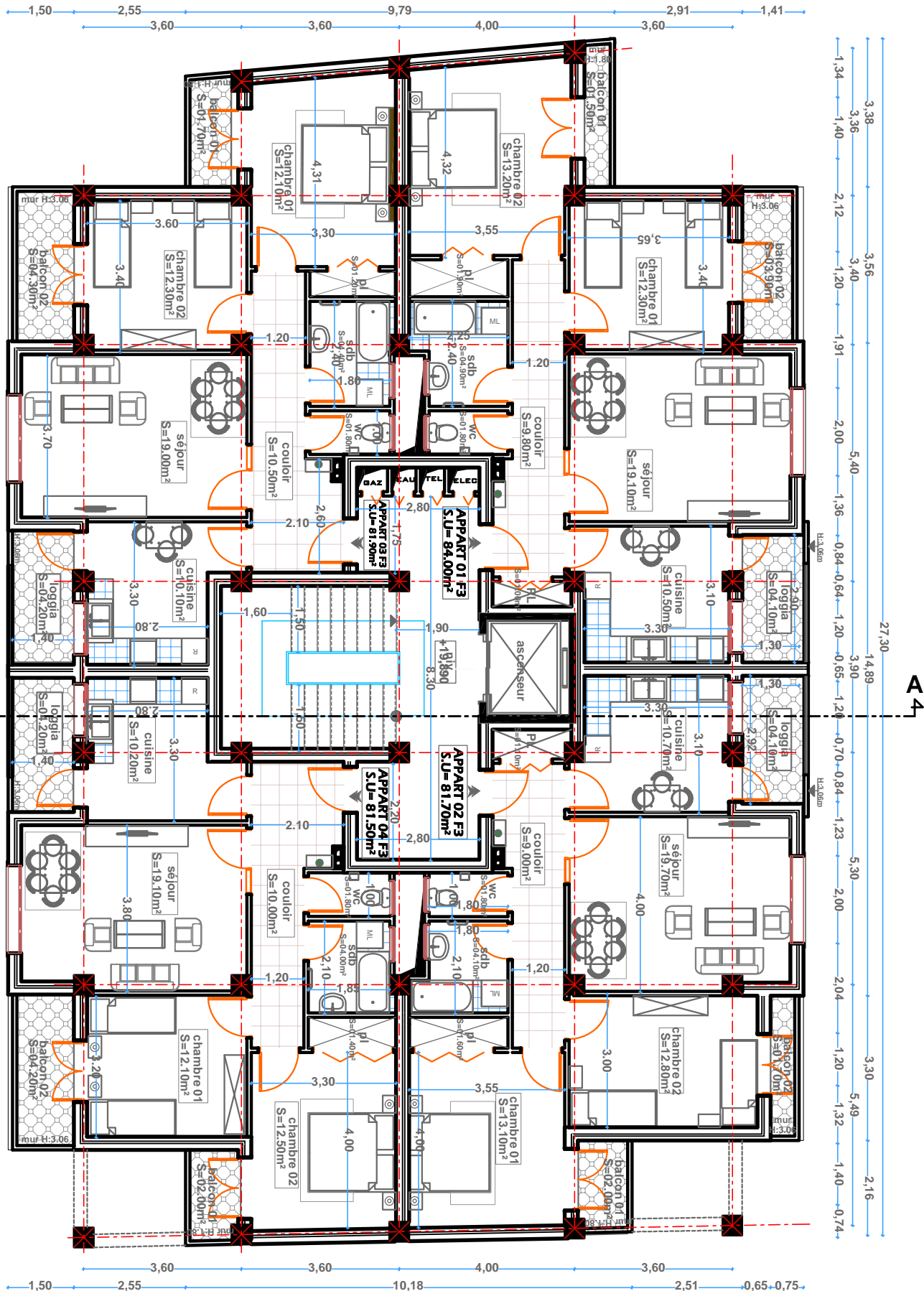








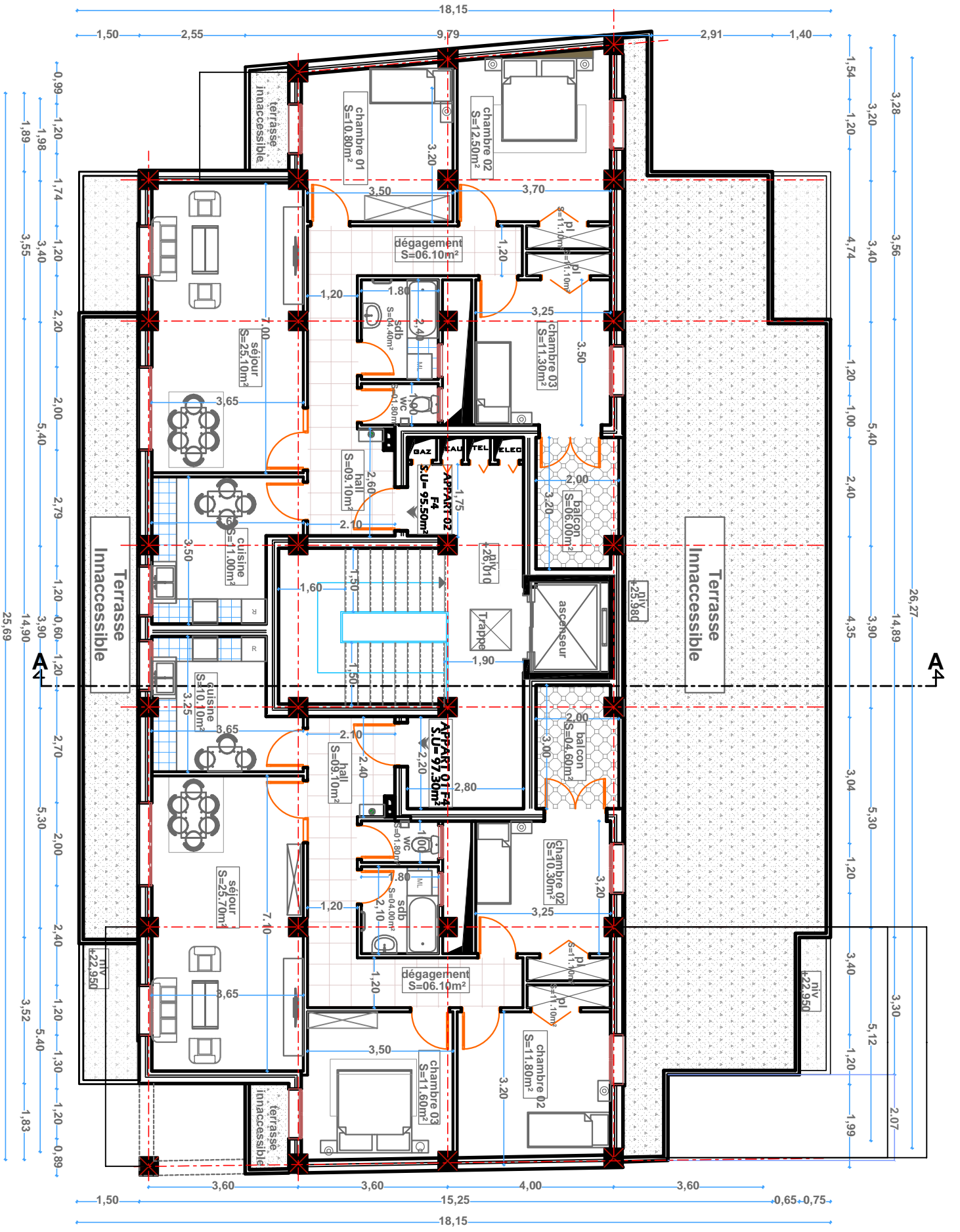
plan étage 05

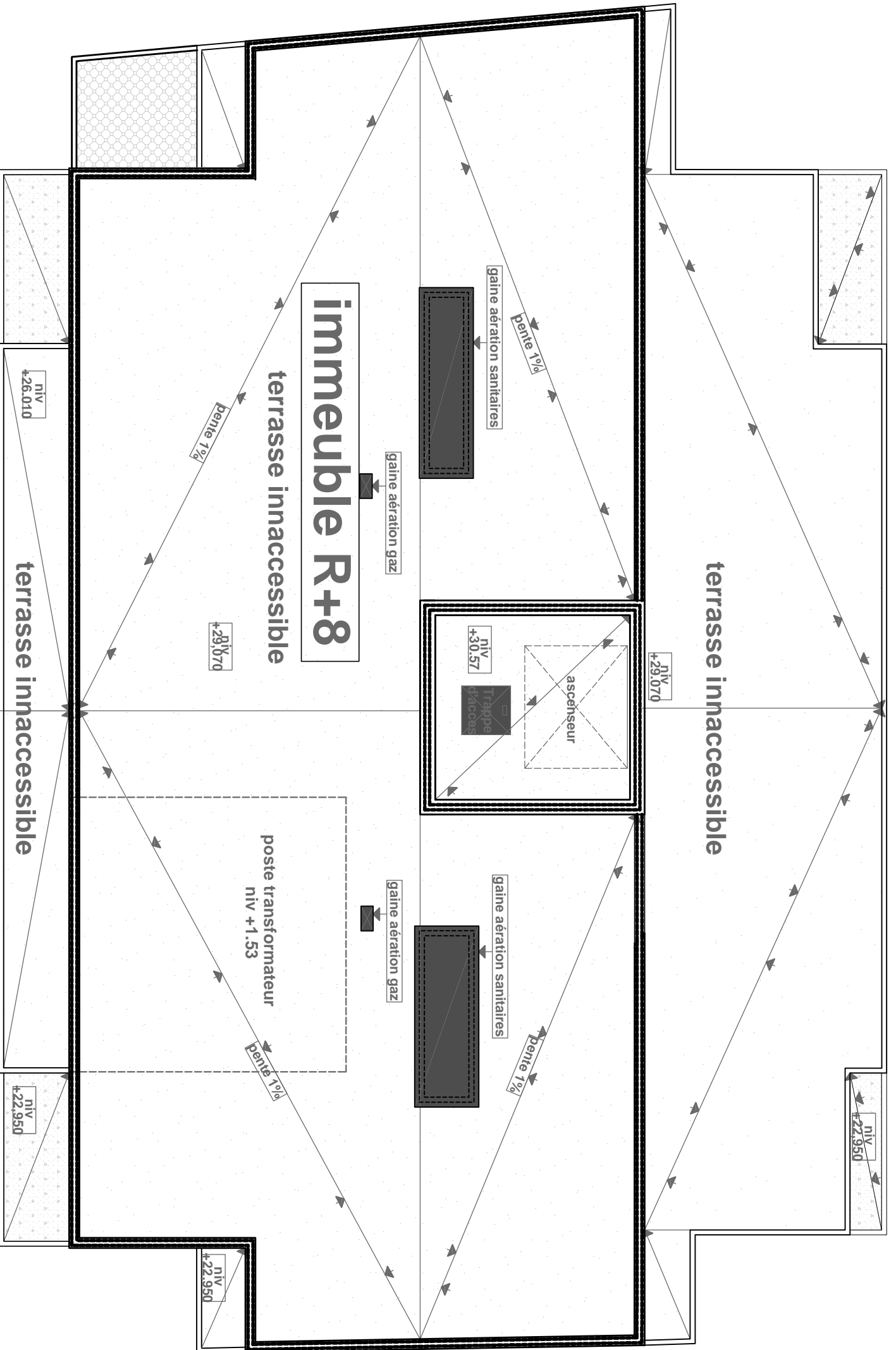


plan étage 05

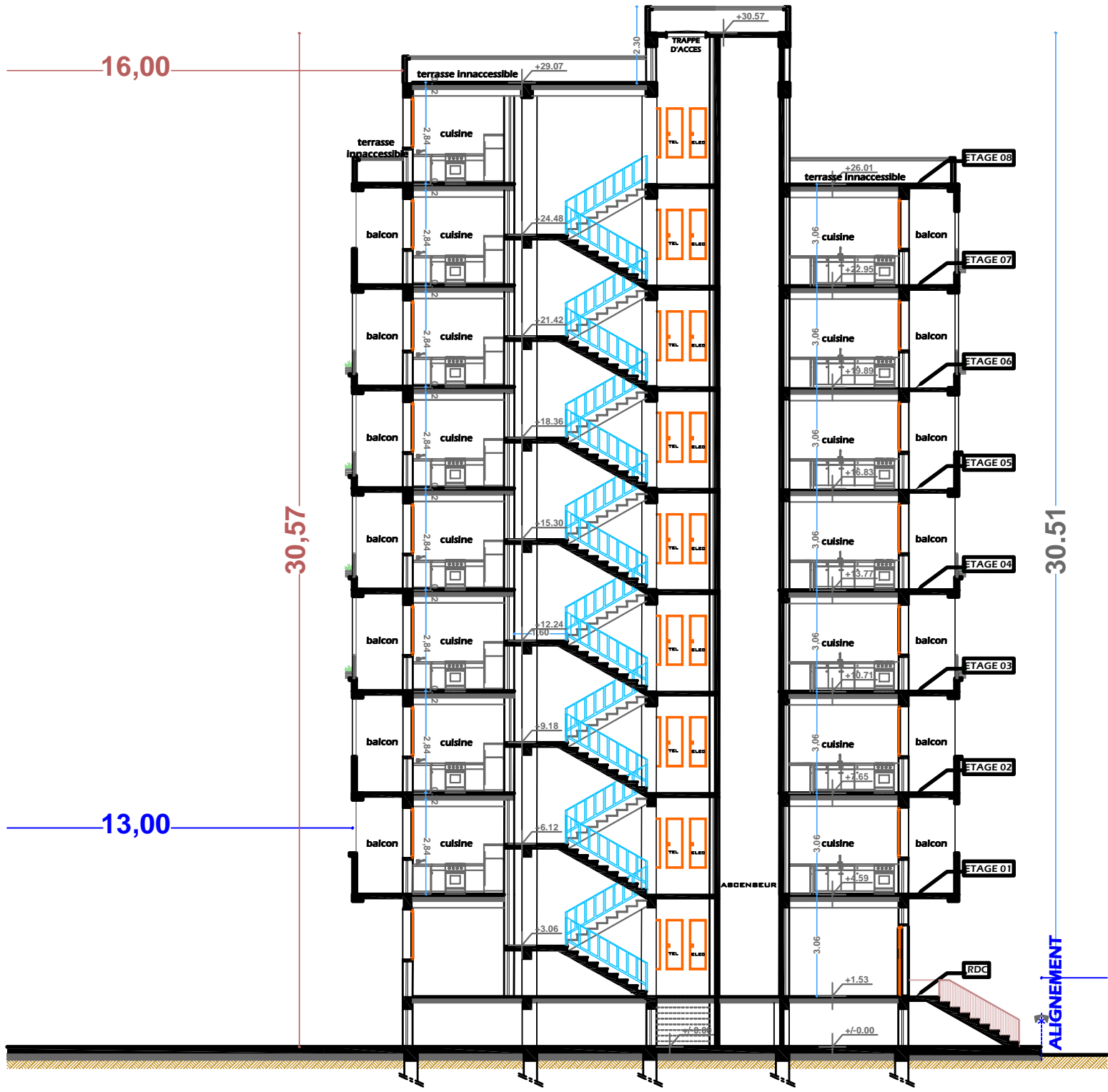












BLOC A