



**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université A. MIRA Bejaia**  
**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie Civil**

## **Mémoire**

**Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil**  
**Option : Matériaux et Structures**

## **Thème**

**Étude d'un bâtiment (R+8) à usage  
d'habitation contreventé par un système  
mixte (voiles-portiques)**

**Présenté par :**

**-M<sup>r</sup> AMENOUCHE Abdelhakim**

**-M<sup>r</sup> MADJI Syphax**

**Devant les membres de jury :**

**-Mr Boukellouda.A.**

**-Mme Arezki.S.**

**Encadré par :**

**- M<sup>me</sup> SFAKSI**

**Année universitaire 2016/2017**

# Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener a terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice M<sup>me</sup> SFAKSI. Née Hellal Ourida. Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mon très cher père, ma très chère mère.*

*Mes frères, sœurs et nièces (Imane, Israa et Iline).*

*Ma Bienne aimée « R »*

*Mon binôme et sa famille.*

*Mon très chère ami Khireddine*

*Mes copains de chambre (I 05)*

*Et tous ceux qui me sont chères.*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mon très cher père, ma très chère mère.*

*Mon frère (Zahir)*

*Mes très chères sœurs*

*Monsieur AGAG Said*

*Mon binôme et sa famille.*

*Et tous ceux qui me sont chères.*

*-Abdelhakim -*

# ***INDEXE***

## ***Notations :***

La signification des notations est suivante :

**E** : Séisme

**G** : Charges permanentes

**M** : Charges d'exploitations à caractère particulier.

**Q** : Action variables quelconque.

**S** : Action dues à la neige.

**W** : Action dues au vent.

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

**B** : Aire d'une section de béton.

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

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

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

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

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

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

**F** : Force ou action en général.

**I** : Moment d'inertie.

**L** : Longueur ou portée.

**M** : Moment en général.

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

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

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

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

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

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

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

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

**f** : Flèche.

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

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

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

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

**g** : Densité des charges permanentes.

**h<sub>0</sub>** : Epaisseur d'une membrure de béton.

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

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

**j** : Nombre de jours.

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

**l<sub>s</sub>** : Longueur de scellement.

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

**p** : Action unitaire de la pesanteur.

**q** : Charge variable.

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

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

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

# SOMMAIRE

## Introduction générale

### Chapitre I : Généralité

<b>I.1. Introduction</b> .....	1
<b>I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE</b> .....	1
<b>I.2.1. Caractéristiques géométrique</b> .....	1
<b>I.2.2. Système de contreventement</b> .....	1
<b>I.2.3. Caractéristique du sol</b> .....	1
<b>I.2.4. Définition des éléments de l'ouvrage</b> .....	2
<b>I.2.4.1 Superstructure</b> .....	2
<b>I.2.4.2 L'infrastructure</b> .....	2
<b>I.2.5. Caractéristiques des matériaux</b> .....	3
<b>I.2.5.1 Béton</b> .....	3
<b>I.2.5.2 Aciers</b> .....	6
<b>I.3. Règlement et normes utilisés</b> .....	6
<b>I.4. Les hypothèses de calcul aux états limitent</b> .....	7
<b>I.4.1. L'état limite ultime (ELU)</b> .....	7
<b>I.4.2. L'état limite de service (ELS)</b> .....	7
<b>I.5. Actions et sollicitations</b> .....	7
<b>I.5.1. Les Actions</b> .....	7
<b>I.5.1.1. Les Actions Permanentes (G)</b> .....	7
<b>I.5.1.2. Les Actions Variables (Q)</b> .....	7
<b>I.5.1.3. Les Actions Accidentelles (E)</b> .....	8
<b>I.6. Les combinaisons d'action</b> .....	8
<b>I.6.1. Combinaisons fondamentales ELU</b> .....	8
<b>I.6.2. Situations accidentelles ELS</b> .....	8
<b>I.6.3 Combinaisons d'action données par RPA/version 2003.</b> .....	8
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</b>	
<b>II.1. Introduction</b> .....	9
<b>II.2. Pré dimensionnement des éléments principaux</b> .....	9
<b>II.2.1. Les planchers</b> .....	9
<b>II.2.1.1. Introduction</b> .....	9
<b>II.2.1.2. Planchers à corps creux</b> .....	10

II.2.1.3. dalles pleines .....	11
II.2.2. Les poutres .....	12
II.2.2.1. Les poutres principales .....	12
II.2.2.2. Les poutres secondaires .....	13
II.2.3. Les voiles .....	13
II.2.4. L'acrotère.....	14
II.2.5. Les escaliers .....	15
II.2.6. Les poteaux .....	18
II.3. La descente de charge .....	19
II.4. évaluation des charges de (P.1) .....	19
II.4.1. plancher terrasse inaccessible .....	19
II.4.2. plancher étage courant et RDC.....	20
II.4.3. Poids propre des éléments .....	20
II.4.3.1. Plancher terrasse inaccessible .....	20
II.4.3.2. Plancher étage courant et RDC.....	20
II.4.3.3. Les poutres .....	20
II.4.3.4. Les poteaux .....	20
II.4.4. La loi de dégression .....	21
II.4.5. Décente de charge pour le poteau (P.1) .....	22
II.5. Evaluation des charges de poteau (P.2) .....	23
II.5.1. Poids propre des plancher .....	23
II.5.1.1. Plancher terrasse inaccessible .....	23
II.5.1.2. Plancher étage courant et RDC.....	24
II.5.2. Les poutres .....	24
II.5.3. Les poteaux .....	24
II.5.4. Décente de charge pour le poteau (P.2) .....	25
6. Vérifications.....	26
II.6.1. Critère de résistance.....	26
II.6.2. Critère de stabilité de forme.....	26
II.7. Conclusion.....	26
<b>Chapitre III : Etude des éléments secondaires</b>	
III.1. Introduction.....	31
III.2. Etude des planchers.....	31
III.2.1. Les planchers à corps creux.....	31
III.2.1.1. Les poutrelles .....	31
III.2.2. Plancher en dalle pleines .....	58
III.2.2.1. Dalle sur 3 appuis (D) .....	58



<b>III.3. Etude des poutres de chainage</b> .....	61
<b>III.3.1. Type 1</b> .....	61
<b>III.3.1.1. Dimensionnement</b> .....	61
<b>III.3.1.2. Calcul des sollicitations</b> .....	61
<b>III.3.1.3. Ferrailage a l'ELU</b> .....	63
<b>III.3.1.4. Vérification a l'ELS</b> .....	63
<b>III.3.2. Type 2</b> .....	64
<b>III.3.2.1. Calcul des sollicitations</b> .....	64
<b>III.3.2.2. Ferrailage à l'ELU</b> .....	65
<b>III.3.2.3. Vérification à l'ELS</b> .....	66
<b>III.4. L'acrotère</b> .....	67
<b>III.4.1. Hypothèse de calcul</b> .....	67
<b>III.4.2. Calcul des sollicitations</b> .....	68
<b>III.5. Les escaliers</b> .....	72
<b>III.6. ÉTUDE DE L'ASCENSEUR</b> .....	84
<b>III.6.1. Définition</b> .....	84
<b>III.6.2. les caractéristiques</b> .....	84
<b>III.6.3. Etude de la dalle pleine de local machine</b> .....	84
<b>III.6.3.1. Evaluation des moments sous charge concentrée</b> .....	85
<b>III.6.3.2. Ferrailage</b> .....	86
<b>III.6.3.3. Vérification au poinçonnement</b> .....	86
<b>III.6.3.4. Vérification de l'effort tranchant</b> .....	87
<b>III.6.3.5. Calcul à l'ELS</b> .....	87
<b>III.6.4. Etude de la dalle au-dessous de l'ascenseur</b> .....	88
<b>III.6.4.1. Evaluation des moments à l'ELU</b> .....	89
<b>III.6.4.2. Ferrailage</b> .....	89
<b>III.6.4.3. Calcul à l'ELS</b> .....	89
<b>Chapitre IV : Etude dynamique</b>	
<b>IV.1. Introduction</b> .....	91
<b>IV.2. METHODES DE CALCUL</b> .....	91
<b>IV.2.1. Méthode statique équivalente</b> .....	91
<b>IV.2.1.1. Détermination des coefficients</b> .....	92
<b>IV.2.1.2. Estimation de la période fondamentale de la structure</b> .....	94
<b>IV.2.1.3. Poids total de la structure</b> .....	94
<b>IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale</b> .....	95
<b>IV.3. Modélisation de la structure et résultats</b> .....	96
<b>IV.3.1. Disposition des voiles de contreventement</b> .....	96
<b>IV.3.2. mode de vibration et taux de participation des masses</b> .....	98
<b>IV.4. Vérification</b> .....	100

<b>IV.5. Conclusion</b> .....	104
<b>Chapitre V : Calcul des éléments structuraux</b>	
<b>V.1. Introduction</b> .....	105
<b>V.2. Etude des poutres</b> .....	105
<b>V.2.1. Introduction</b> .....	105
<b>V.2.2. Recommandation du RPA 99/V2003</b> .....	105
<b>V.2.2. dispositions constructives des portiques</b> .....	108
<b>V.2.3. Ferrailage des poutres</b> .....	108
<b>V.2.4. Vérifications</b> .....	111
<b>V.3. Etude des poteaux</b> .....	116
<b>V.3.1. Les recommandations du RPA 99/2003</b> .....	116
<b>V.3.2. Sollicitation de calcul</b> .....	118
<b>V.3.3. Calcul du ferrailage</b> .....	119
<b>V.3.4. Armatures transversales</b> .....	120
<b>V.3.5. Vérifications</b> .....	121
<b>V.3.6. Schéma de ferrailage des poteaux</b> .....	127
<b>V.4. Etude des voiles</b> .....	128
<b>V.4.1. Introduction</b> .....	128
<b>V.4.2. Recommandation du RPA</b> .....	128
<b>V.4.3. Le ferrailage</b> .....	130
<b>V.5. Conclusion</b> .....	143
<b>Chapitre VI : Infrastructure</b>	
<b>VI.1. Introduction</b> .....	144
<b>VI.2. Combinaison de calcul</b> .....	144
<b>VI.3. Reconnaissance du sol</b> .....	144
<b>VI.4. Choix du type de fondation</b> .....	144
<b>VI.4.1. Vérification de la semelle isolée</b> .....	144
<b>VI.4.2. Vérification de la semelle filante</b> .....	145
<b>VI.4.3. Radier général</b> .....	146
<b>VI.4.3.1. pré dimensionnement</b> .....	146
<b>VI.4.3.2. Les vérifications</b> .....	147
<b>VI.4.3.3. Etude du radier</b> .....	148
<b>VI.4.4. Etude des nervures</b> .....	152
<b>VI.5. Conclusion</b> .....	159
<b>CONCLUSION GENERALE</b>	
<b>BIBLIOGRAPHIE</b>	
<b>ANNEXES</b>	
<b>Plans de la structure</b>	

## Table des tableaux

<b>Tableau II.1</b> : évaluation des charges de plancher étage courant et RDC en dalle pleine.....	12
<b>Tableau II.2</b> : évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.....	12
<b>Tableau II.3</b> : Dimensionnement des escaliers.....	17
<b>Tableau II.4</b> : Evaluations des charges et surcharges de palier des escaliers.....	17
<b>Tableau II.5</b> : Evaluations des charges et surcharges de la volée.....	18
<b>Tableau II.6</b> : évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible.....	19
<b>Tableau II.7</b> : évaluation des charges de plancher étage courant et RDC.....	20
<b>Tableau II.8</b> : évaluation de poids propre des poteaux.....	21
<b>Tableau II.9</b> : Evaluation de la dégression de la charge d'exploitation de (P.1).....	22
<b>Tableau II.10</b> : descente de charge.....	22
<b>Tableau II.11</b> : évaluation de poids propre des poteaux.....	24
<b>Tableau II.12</b> : Evaluation de la dégression de la charge d'exploitation de (P.2).....	24
<b>Tableau II.13</b> : descente de charge.....	25
<b>Tableau II.14</b> : vérification du critère de résistance.....	27
<b>Tableau II.15</b> : vérification au flambement.....	29
<b>Tableau II.16</b> : Sections des poteaux.....	30
<b>Tableau III.1</b> : Les différents Types de poutrelles.....	32
<b>Tableau III.2</b> : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	36
<b>Tableau III.3</b> : sollicitation a l'ELU des poutrelles terrasse inaccessible (type1).....	39
<b>Tableau III.4</b> : sollicitation a l'ELS des poutrelles terrasse inaccessible (type 1).....	40
<b>Tableau III.5</b> : sollicitation a l'ELU des poutrelles terrasse inaccessible (type2).....	40
<b>Tableau III.6</b> : sollicitation a l'ELS des poutrelles terrasse inaccessible (type 2).....	40
<b>Tableau III.7</b> : sollicitation a l'ELU des poutrelles terrasse inaccessible (type 3).....	40
<b>Tableau III.8</b> : sollicitation a l'ELS des poutrelles terrasse inaccessible (type 3).....	41
<b>Tableau III.9</b> : sollicitation a l'ELU des poutrelles terrasse inaccessible (type 4).....	41
<b>Tableau III.10</b> : sollicitation a l'ELS des poutrelles terrasse inaccessible (type 4).....	41
<b>Tableau III.11</b> : sollicitation a l'ELU des poutrelles étage courant (type 1).....	42
<b>Tableau III.12</b> : sollicitation a l'ELS des poutrelles étage courant (type 1).....	42
<b>Tableau III.13</b> : sollicitation a l'ELU des poutrelles étage courant (type 2).....	42
<b>Tableau III.14</b> : sollicitation a l'ELS des poutrelles étage courant (type 2).....	42

<b>Tableau III.15</b> : sollicitation a l'ELU des poutrelles étage courant (type 3).....	43
<b>Tableau III.16</b> : sollicitation a l'ELS des poutrelles étage courant (type 3).....	43
<b>Tableau III.17</b> : sollicitation a l'ELU des poutrelles étage courant (type 4).....	43
<b>Tableau III.18</b> : sollicitation a l'ELS des poutrelles étage courant (type 4).....	43
<b>Tableau III.19</b> : sollicitation a l'ELU des poutrelles étage courant (type 5).....	44
<b>Tableau III.20</b> : sollicitation a l'ELS des poutrelles étage courant (type 5).....	44
<b>Tableau III.21</b> : Ferrailage des poutrelles terrasse inaccessible. ....	49
<b>Tableau III.22</b> : Ferrailage des poutrelles de plancher étage courant et RDC.....	49
<b>Tableau III.23</b> : Evaluation de la flèche dans la terrasse inaccessible ....	55
<b>Tableau III.24</b> : Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant et RDC.....	55
<b>Tableau III.25</b> : Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant et RDC.....	56
<b>Tableau III.26</b> : Schéma de ferrailage des poutrelles. ....	57
<b>Tableau III.27</b> : Calcul de ferrailage de la dalle sur trois appuis(D).....	59
<b>Tableau III.28</b> : Moments et ferrailages correspondant.....	63
<b>Tableau III.29</b> : Moments et ferrailages correspondant.....	64
<b>Tableau III.30</b> : vérification de la flèche.....	64
<b>Tableau III.31</b> : Moments et ferrailages correspondant.....	65
<b>Tableau III.32</b> : Vérification des contraintes.....	66
<b>Tableau III.33</b> : Combinaisons d'action de l'acrotère.....	68
<b>Tableau III.34</b> : ferrailage de l'escalier.....	75
<b>Tableau III.35</b> : vérification des contraintes.....	76
<b>Tableau III.36</b> : ferrailage de l'escalier.....	78
<b>Tableau III.37</b> : Vérification des contraintes.....	78
<b>Tableau III.38</b> : Vérification de la flèche.....	79
<b>Tableau III.39</b> : Ferrailage de la poutre palière ....	80
<b>Tableau III.40</b> : Vérification des contraintes.....	83
<b>Tableau III.41</b> : Ferrailage de la dalle pleine.....	86
<b>Tableau III.42</b> : Ferrailage de la dalle pleine.....	89
<b>Tableau IV.1</b> : Valeurs des pénalités $P_q$ ....	93
<b>Tableau IV.2</b> : section des poteaux adoptés.....	97
<b>Tableau IV.3</b> : mode de vibration et taux de participation des masses.....	98
<b>Tableau IV.4</b> : vérification de la résultante des forces.....	100

<b>Tableau IV.5</b> : vérification de l'effort normal réduit .....	101
<b>Tableau IV.6</b> : vérification de l'interaction sous charges verticales.....	102
<b>Tableau IV.7</b> : vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	102
<b>Tableau IV.8</b> : vérification des déplacements.....	103
<b>Tableau IV.9</b> : Vérification des effets p-D.....	104
<b>Tableau V.1</b> : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres.....	107
<b>Tableau V.2</b> : Ferrailage des poutres.....	109
<b>Tableau V.3</b> : vérification des contraintes tangentielles. ....	111
<b>Tableau V.4</b> : vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	112
<b>Tableau V.5</b> : Vérification de la contrainte limite de béton.....	113
<b>Tableau V.6</b> : schéma de ferrailage des poutres (en travée et en appui).....	114
<b>Tableau V.7</b> : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	117
<b>Tableau V.8</b> : sollicitations dans les poteaux. ....	118
<b>Tableau V.9</b> : ferrailage des poteaux.....	120
<b>Tableau V.10</b> : Armatures transversales.....	120
<b>Tableau V.11</b> : vérification du flambement pour les poteaux.....	122
<b>Tableau V.12</b> : vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	123
<b>Tableau V.13</b> : vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	124
<b>Tableau V.14</b> : les moments résistants dans les poteaux.....	125
<b>Tableau V.15</b> : vérification de la zone nodale.....	125
<b>Tableau V.16</b> : schéma de ferrailage des poteaux.....	127
<b>Tableau V.17</b> : sollicitations de calcul dans le voile Vx1 dans tous les niveaux.....	134
<b>Tableau V.18</b> : sollicitations de calcul dans le voile Vx2 dans tous les niveaux.....	135
<b>Tableau V.19</b> : sollicitations de calcul dans le voile Vx3 dans tous les niveaux.....	136
<b>Tableau V.20</b> : sollicitations de calcul dans le voile Vx4 dans tous les niveaux.....	137
<b>Tableau V.21</b> : sollicitations de calcul dans le voile Vy1 dans tous les niveaux.....	138
<b>Tableau V.22</b> : sollicitations de calcul dans le voile Vy2 dans tous les niveaux.....	139
<b>Tableau V.23</b> : sollicitations de calcul dans le voile Vy3 dans tous les niveaux.....	140
<b>Tableau V.24</b> : sollicitations de calcul dans le voile Vy4 dans tous les niveaux.....	141
<b>Tableau VI.1</b> : Tableau de ferrailage du radier.....	149
<b>Tableau VI.2</b> : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	151
<b>Tableau VI.3</b> : Section d'armature du radier a l'ELS.....	151

<b>Tableau VI.4</b> : Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.....	153
<b>Tableau VI.5</b> : Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.....	154
<b>Tableau VI.6</b> : Résultats de ferrailage des nervures sens x-x.....	155
<b>Tableau VI.7</b> : Résultats de ferrailage des nervures sens y-y.....	155
<b>Tableau VI.8</b> : Vérification de l'effort tranchant.....	156
<b>Tableau VI.9</b> : Vérification de l'effort tranchant.....	156
<b>Tableau VI.10</b> : Ferrailage des nervures à l'ELS.....	156
<b>Tableau VI.11</b> : Vérification des contraintes.....	157
<b>Tableau VI.12</b> : ferrailage des nervures à l'ELS.....	157
<b>Tableau VI.13</b> : Schéma de ferrailage des nervures.....	158

## Table des figures

<b>Figure I.1</b> : Evaluation de la résistance en fonction de l'âge du béton.....	4
<b>Figure I.2</b> : Diagramme contraintes déformations à L'ELU.....	5
<b>Figure I.3</b> : Diagramme contraintes déformations de calcul à l'ELS.....	5
<b>Figure I.4</b> : Diagramme contraintes- déformations.....	6
<b>Figure II.1</b> : schéma de la disposition des poutrelles.....	9
<b>Figure II.2</b> : Coupe du plancher à corps creux.....	10
<b>Figure II.3</b> : Coupe transversale d'une poutrelle.....	10
<b>Figure II.4</b> : dalle sur 3 appuis.....	11
<b>Figure II.5</b> : Coupe d'un voile en élévation.....	14
<b>Figure II.6</b> : Vue en plan d'un acrotère.....	14
<b>Figure II.7</b> : Schéma détaillé des escaliers.....	15
<b>Figure II.8</b> : schéma statique des escaliers.....	16
<b>Figure II.9</b> : Hauteur libre d'étage.....	18
<b>Figure II.10</b> : surface afférente de terrasse inaccessible.....	20
<b>Figure II.11</b> : surface afférente étage courant et RDC.....	20
<b>Figure II.12</b> : surface afférente terrasse inaccessible.....	23
<b>Figure II.13</b> : surface afférente étage courant.....	24
<b>Figure III.1</b> : Schéma d'une Poutre continue. ....	33
<b>Figure III.2</b> : Evaluation des efforts tranchants.....	35
<b>Figure III.3</b> : Schéma statique de la poutrelle.....	36
<b>Figure III.4</b> : Schéma statique de a travée AB.....	38
<b>Figure III.5</b> : Schéma statique de a travée BC.....	39
<b>Figure III.6</b> : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	57
<b>Figure III.7</b> : dalle sur 3 appuis. ....	58
<b>Figure III.8</b> : Section de la dalle pleine à ferrailer.....	59
<b>Figure III.9</b> : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	61
<b>Figure III.10</b> : Schéma statique d'une poutre de chaînage.....	61
<b>Figure III.11</b> : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	67
<b>Figure III.12</b> : Modèle de calcul de l'acrotère.....	67
<b>Figure III.13</b> : Coupe transversale de l'acrotère.....	67
<b>Figure III.14</b> : schéma de ferrailage de l'acrotère.....	72
<b>Figure III.15</b> : Schéma statique avec chargement.....	73
<b>Figure III.16</b> : Section à ferrailer.....	74
<b>Figure III.17</b> : schéma de ferrailage des escaliers.....	77
<b>Figure III.18</b> : Schéma statique.....	77

<b>Figure III.19</b> : schéma de ferrailage de la poutre palière.....	84
<b>Figure III.20</b> : coupe transversal de l'ascenseur.....	84
<b>Figure III.21</b> : Schéma représentant la surface d'impact.....	85
<b>Figure III.22</b> : Schéma de ferrailage de la dalle du local machine.....	88
<b>Figure III.23</b> : Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	90
<b>Figure IV.1</b> : spectre obtenu.....	96
<b>Figure IV.2</b> : disposition des voiles de contreventement.....	97
<b>Figure IV.3</b> : Mode 1.....	98
<b>Figure IV.4</b> : Mode 2.....	99
<b>Figure IV.5</b> : Mode 3.....	99
<b>Figure V.1</b> : Dispositions constructives des portiques.....	108
<b>Figure V.2</b> : Zone nodale poteau-poutre.....	116
<b>Figure V.3</b> : Section d'un poteau.....	122
<b>Figure V.4</b> : les moments résistant dans la zone nodale.....	124
<b>Figure V.5</b> : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	130
<b>Figure V.6</b> : Schéma d'un voile pleine.....	130
<b>Figure V.7</b> : Schéma des contraintes.....	132
<b>Figure V.7</b> : schéma de ferrailage du voile Vx4. ....	143
<b>Figure VI.1</b> : semelle filante.....	145
<b>Figure VI.2</b> : schéma de ferrailage du radier.....	151
<b>Figure VI.3</b> : Schéma de rupture sens x-x.....	152
<b>Figure VI.4</b> : Schéma de rupture sens y-y.....	152
<b>Figure VI.5</b> : Schéma de rupture sens y-y.....	154



# Introduction

## Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics, cela pour répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité publique.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, on s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le tremblement de terre est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les couches superficielles des terres, par le jeu du mouvement relatif des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une facturation ou une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent et atteignent la surface de la terre. Où sont implantées les différentes constructions ce qui implique leur exposition directe aux risque sismique.

A cet effet, l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) étant donné qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le travail est partagé en 6 chapitres :

Le chapitre I consiste à donner une présentation du projet en fixant les hypothèses de calcul, ensuite le chapitre II est réservé pour le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux. Le chapitre III se résume au calcul statique, ensuite nous entament l'étude dynamique dans le chapitre IV à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles porteurs en utilisant le logiciel SAP2000 V14.

Une fois que la disposition est adoptée, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre VI.

Le manuscrit se termine par une conclusion générale qui résume les différents résultats obtenus et les contraintes rencontrées au cours de l'élaboration de ce travail.

# Chapitre I

## Généralités

**I.1. Introduction :**

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

**I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :**

L'ouvrage qui fait objet de notre étude est un immeuble en R+8 étages. Il fait partie d'une opération immobilière de 200 logements LPL (bloc 01). Ce dernier est à usage d'habitation. Il est classé, d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

**I.2.1. Caractéristiques géométrique :**

- La longueur de la structure ..... 27.10m
- La largeur de la structure ..... 18.00m
- La hauteur totale de la structure..... 27.54m
- La hauteur de l'étage et RDC .....3.06m

**I.2.2. Système de contreventement :**

En se basant sur l'article (3-4-A-1-a) du RPA99/Version 2003 qui exige d'adopter un contreventement mixte lorsque la hauteur de l'ouvrage dépasse 14m en zone II. Nous avons opté pour un contreventement par voiles et portiques avec interaction. Selon toujours le même article, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Quant aux charges horizontales (effort sismique), elles sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives, ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

**I.2.3. Caractéristique du sol :**

Selon le rapport du sol qui nous a été donnée par le Laboratoire de l'habitat et de la Construction de l'EST (L.H.C.EST).

- La contrainte admissible :  $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$
- L'encrage :  $D = 1.5\text{m}$

## I.2.4. Définition des éléments de l'ouvrage :

### I.2.4.1 Superstructure :

On distingue deux types d'éléments : structuraux et non structuraux.

#### ❖ **Eléments structuraux :**

C'est les éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (éléments principaux : poteaux, poutres et voiles) et non (éléments secondaires : planchers, balcons, escaliers,...)

**Les planchers :** Ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

**Les balcons :** les balcons seront réalisés en corps creux.

**Les escaliers :** Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

#### ❖ **Eléments non structuraux :**

Des éléments ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement (cloisons, murs extérieurs, acrotère, ascenseur....)

#### **Les murs extérieurs et les cloisons :**

- Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) cm séparées par une lame d'air de 5cm.
- Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.

**L'acrotère :** C'est un élément en béton armé, encastrés à sa base au plancher terrasse, coulé sur place.

**L'ascenseur :** C'est un élément mécanique, il sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

### I.2.4.2 L'infrastructure :

On désigne par l'infrastructure le système de fondation qui assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- L'encastrement de la structure dans le sol.

## I.2.5. Caractéristiques des matériaux :

### I.2.5.1 Béton :

#### ❖ Définition :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. On utilise un dosage dit « standard » de 350 kg de ciment par m<sup>3</sup> de béton.

#### ❖ Dosage pour 1m<sup>3</sup> du béton courant pour un rapport E/C=0.5 est :

$$\left\{ \begin{array}{l} 350 \text{ Kg de ciment (CBA 3.2.5).} \\ 400 \text{ l Sable (0<Dg<5mm).} \\ 800 \text{ l de } \left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (5<Dg< 15mm).} \\ \text{Gravier (15<Dg<25mm).} \end{array} \right. \\ 175 \text{ l d'eau de gâchage.} \end{array} \right.$$

#### ❖ Caractéristiques mécaniques :

##### Résistance à la compression :

$f_{cj}$  : Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16\*32) cm<sup>2</sup> dans le laboratoire.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28}$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

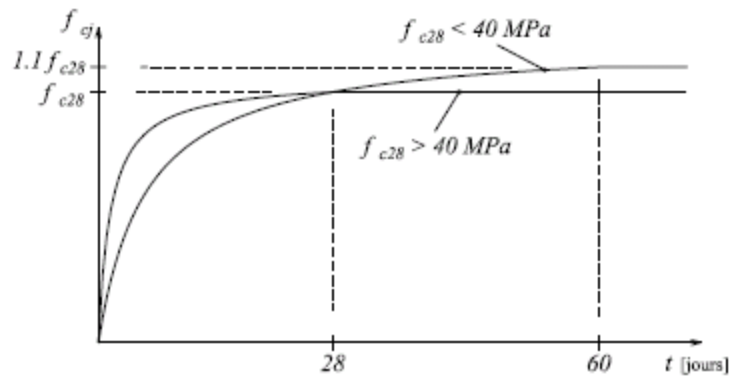


Figure I.1 : Evaluation de la résistance  $f_{c_j}$  en fonction de l'âge du béton.

**Résistances caractéristiques à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{t_j}$  est donnée par :

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06 \times f_{c_j} \quad \text{Pour } f_{c_j} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA .Art : A.2.1.1.2})$$

$$f_{t_{28}} = 2.1 \text{ MPa.}$$

❖ **Diagramme des contraintes- déformations :**

**Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c_{28}}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{BAEL})$$

Avec :

- T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.
- $\theta$  : Coefficient d'application.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

$\theta = 1$  : Lorsque  $T > 24\text{h}$ .

$\theta = 0.9$  : Lorsque  $1\text{h} \leq T \leq 24\text{h}$ .

$\theta = 0.8$  : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action  $< 1\text{h}$ .

Dans notre cas  $t \leq 24\text{heures}$  d'où  $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$  situation durable.  $\sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$  situation accidentelle.

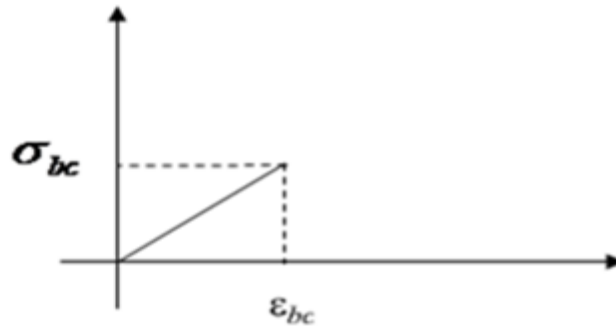


Figure I.2 : Diagramme contraintes déformations à l'ELU.

La contrainte de compression ( $\overline{\sigma}_{bc}$ ) à ELS (CBA 93 art. A.4.5.2) :

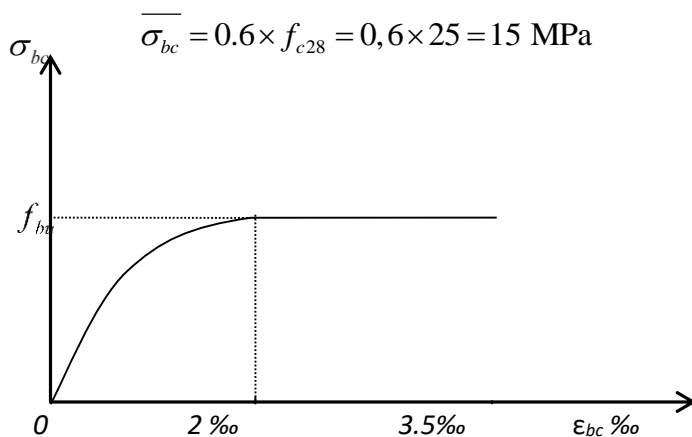


Figure I.3 : Diagramme contraintes déformations de calcul à l'ELS.

#### ❖ Module de déformation longitudinal du béton :

**A court terme : (module de déformation instantanée) :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$  (Art I.3) [1]

**À long terme : (module de déformation différée) :**

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est :  $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$  (Art I.3) [1]

#### ❖ Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à :  $\nu=0$  pour un calcul de sollicitation à l'ELU, et à  $\nu=0.2$  pour un calcul de déformation à l'ELS.



### I.2.5.2 Aciers :

Les aciers sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration...

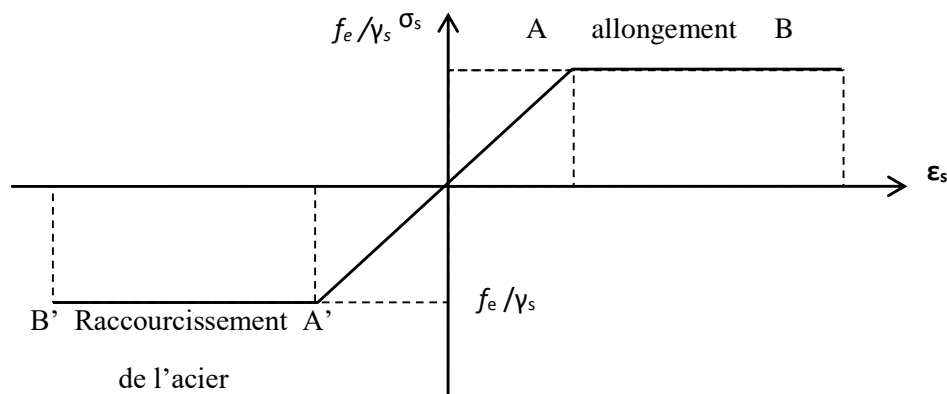
#### ❖ Description des différents types d'aciers :

Ces aciers généralement utilisés pour le béton armé sont classés en trois catégories :

- Barres rondes lisses.
- Barres à haute adhérence.
- Fils (Fils à Haute adhérence et fils lisses.)
- Treillis soudés.

#### ❖ Diagramme contraintes- déformations :

Le diagramme contraintes- déformations à considérer pour les justifications aux états limites ultimes de résistance est conventionnellement défini par la figure I.4 :



**Figure I.4 :** Diagramme contraintes- déformations.

Le diagramme contraintes- déformations se compose : d'une droite de pente  $E_s = 200000\text{MPa}$  (module d'élasticité), indépendante de la nuance de l'acier ; d'un palier horizontal d'ordonnée  $f_e$ .

### I.3. Règlement et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

#### I.4. Les hypothèses de calcul aux états limitent :

##### I.4.1. L'état limite ultime (ELU) :

Sont des états qui correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de l'ouvrage, ils sont relatifs à la stabilité de la structure et à la résistance des matériaux utilisées.

Il existe trois états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

##### I.4.2. L'état limite de service (ELS) :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a trois états limites :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

#### I.5. Actions et sollicitations :

##### I.5.1. Les Actions : CBA 93 (art A.3.1.1) :

On appelle actions, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, elles proviennent donc :

- des charges permanentes.
- des charges d'exploitations.
- des charges climatiques.

##### I.5.1.1. Les Actions Permanentes (G) :

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

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

##### I.5.1.2. Les Actions Variables (Q) :

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

- Charges d'exploitation appliquées au cours d'exécution.
- Effet de la température.

- Charges climatiques (vent, neige).
- Charges non permanente appliquées aux cours de l'exécution.

**I.5.1.3. Les Actions Accidentelles (E) :**

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est très courte. Par exemple (Séismes, Explosions, Chocs...).

**I.6. Les combinaisons d'action:**

**I.6.1. Combinaisons fondamentales ELU : BAEL91 (Art. A.3.3.21) :**

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \psi_{0i} Q_i$$

$G_{\max}$  : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

$G_{\min}$  : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable

$Q_1$  : Action variable dite de base.

$Q_i$  : Actions variables dites d'accompagnement (avec  $i > 1$ )

$\psi_0, \psi_1$  et  $\psi_2$  : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par **CBA 93(Art A 3.1.3.1)**.

Expressions dans lesquels

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{Q1} = 1.5 : \text{dans le cas général} \\ 1.35 : \text{Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement bornées ou de Caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine).} \end{array} \right.$$

**I.6.2. Situations accidentelles ELS: (Art. A.3.3.22 BAEL91) :**

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

Avec :  $F_A$  : valeur normale de l'action accidentelle

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

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

**I.6.3. Combinaisons d'actions données par le RPA 99/version 2003 :**

Selon la RPA les combinaisons d'action sont :

- **Situations durables :**  $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$
- **Situations accidentelles :**  $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ pour les structures auto - stables} \\ 0.8 \times G \pm E \end{array} \right.$

**I.7. Conclusion :**

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

**Tableau I.1 :** Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)	
<b>Béton</b>	Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )	25	
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2	
		*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS ( $\sigma_{bc}$ )	15	
	Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$	32164,19	
	Module de déformation longitudinale différée $E_{vj}$	10721,39	
<b>Acier</b>	Limite d'élasticité $f_e$	400	
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$	
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400	
		*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/	
		*FN	240
		*FTN	176

Chapitre III  
Prédimensionnement  
des éléments

## II.1. Introduction :

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure, pour reprendre les efforts sollicitant, nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93,...).

### ❖ Disposition des poutrelles :

Pour la disposition des poutrelles, il y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de la disposition qui sont :

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

Dans notre projet, nous optons la disposition des poutrelles montrée sur la figure suivante :

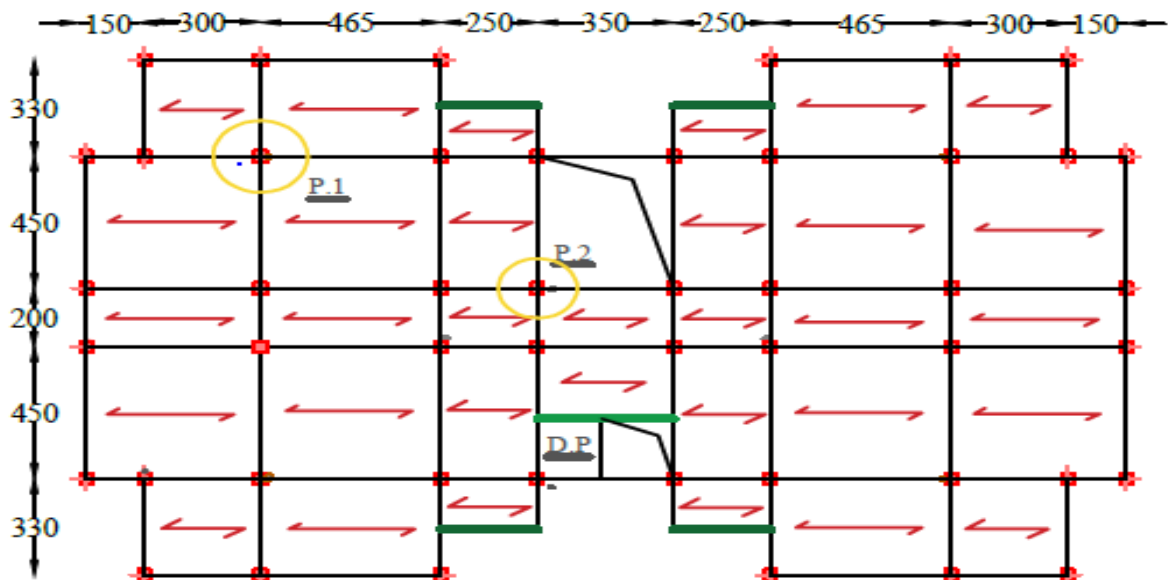


Figure II.1 : schéma de la disposition des poutrelles.

## II.2. Pré dimensionnement des éléments principaux :

### II.2.1. Les planchers :

#### II.2.1.1. Introduction :

Les planchers sont des plaques minces, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 1, 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

**II.2.1.2. Planchers à corps creux :**

Le plancher à corps creux, est parmi les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment, il est composé de poutrelles, de l'hourdis et de dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

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

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

$h_t$  : hauteur du plancher

$$L_{\max} = 465 - 30 = 435 \text{ cm}$$

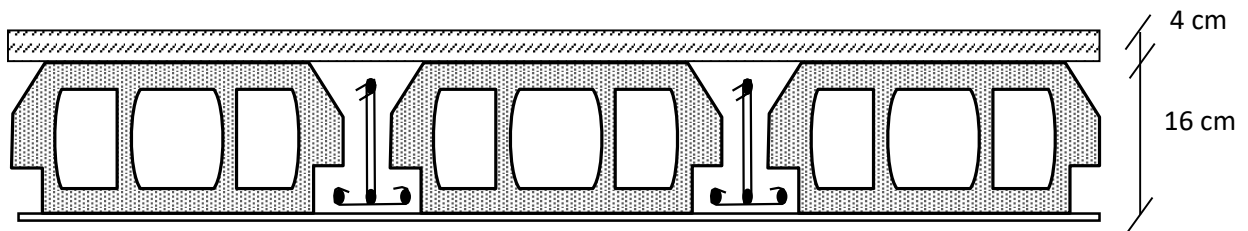
$$h_t \geq 435 / 22,5 = 19.33 \text{ cm}$$

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

Avec :

$H_{cc} = 16 \text{ cm}$  : hauteur du corps creux.

$h_0 = 4 \text{ cm}$  : hauteur de la dalle de compression.



**Figure II.2 :** Coupe du plancher à corps creux.

✓ **Les Poutrelles :**

Ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher.

Les poutrelles se calculent comme des sections en T. La largeur de la table de compression à prendre est définie par :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,7) h_t \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 14 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10) \quad \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$  : distance entre deux nervures successives.

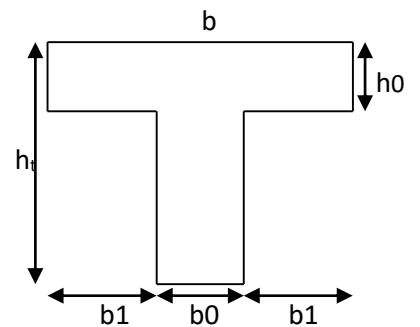
$L_y$  : la distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$L_y = 250 - 30 = 220 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 220/10)$$

$$b_1 \leq \min (27.5 ; 22)$$

$$b_1 = 22 \text{ cm}$$



**Figure II.3 :** Coupe transversale d'une poutrelle

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 22 + 10 = 54\text{cm}$$

Soit :  $b = 54\text{cm}$ .

**II.2.1.3. dalles pleines :**

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire, dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou ponctuels (poteaux)). Ce type de plancher est utilisé essentiellement quand le plancher à corps creux ne peut être utilisé, ou la charge d'exploitation est importante ou concentrée. Son pré dimensionnement se fait, en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

❖ **Critère de résistance :**

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur des appuis dans les deux sens } \rho \leq 0.4.$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul appui, ou deux appuis parallèle.}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur des appuis dans les deux sens } \rho > 0.4.$$

$L_x$  est la petite portée.

$L_y$  est la grande portée.

❖ **Critère de résistance au feu :**

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

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

$e \geq 14\text{cm}$  pour quatre heures de coupe-feu (BAEL91).

❖ **Critère d'isolation phonique :**

$e \geq 14\text{cm}$  (n'est pas valable pour un balcon).

Notre projet comporte un seule type de plancher en dalle pleine :

$$\text{Dalle sur 3 appuis : } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{1.85} = 0.81 > 0.4$$

$$\frac{1.5}{45} \leq e \leq \frac{1.5}{40} \implies 0.033\text{m} \leq e \leq 0.0375\text{m}$$

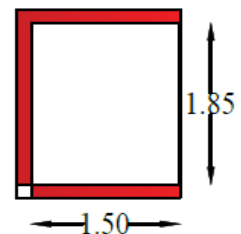


Figure II.4 : dalle sur 3 appuis.

On prend :  $e = 15\text{cm}$  (selon le critère d'isolation phonique).



➤ Evaluation des charges revenant au plancher étage courant et RDC en dalle pleine :

Tableau II.1 : évaluation des charges de plancher étage courant et RDC en dalle pleine.

désignation	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	25	0.15	3.75
carrelage	20	0.02	0.4
mortier de pose	20	0.02	0.4
lit de sable	18	0.03	0.54
enduit de ciment	18	0.015	0.27
cloison	9	0.1	0.9

$$\left\{ \begin{array}{l} G=6.26\text{Kn/m}^2. \\ Q=1.5\text{Kn/m}^2. \end{array} \right.$$

Tableau II.2 : évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.

désignation	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Gravillon de protection	20	0.05	1
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Isolation thermique	18	0.015	0.27
Enduit en mortier	20	0.015	0.3
Forme de pente	22	0.05	1.1
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2

$$\left\{ \begin{array}{l} G=6.74\text{Kn/m}^2. \\ Q=1\text{Kn/m}^2. \end{array} \right.$$

II.2.2. Les poutres :

II.2.2.1. Les poutres principales :

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

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

- h : hauteur de la poutre.
- L<sub>max</sub> : distance maximale entre nu d'appuis de deux poutre principal ( $L_{max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$ )

D'ou:

$$L_{max} = 420\text{cm.} \Rightarrow 28\text{cm} \leq h \leq 42\text{cm.}$$

On prend : b =30cm et h=35cm

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$  condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$  condition vérifiée.
- $h/b = 35/30 = 1.16 < 4$  condition vérifiée.

**II.2.2.2. Les poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leurs hauteurs est donnée par le critère de flèche qui est :

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

$L_{\text{max}}$ : portée maximale entre nu d'appuis de la poutre longitudinale ( $L = 465 - 30 = 435 \text{ cm}$ )

$$L = 435\text{cm} \Rightarrow 29\text{cm} \leq h \leq 43.5\text{cm}.$$

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

• **Vérifications selon RPA 99 :**

Les dimensions de la poutre doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$b \geq 20 \text{ cm. condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm. condition vérifiée.}$$

$$h / b = 35/30 = 1.16 \leq 4.00. \text{ Condition vérifiée.}$$

Après les vérifications on adopte les dimensions suivantes :

**Poutres principales :**  $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

**Poutres secondaires :**  $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

**II.2.3. Les voiles :**

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

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

Selon le RPA 99 (article 7.7.1) le pré dimensionnement des voiles est :

L'épaisseur minimale du voile ( $e_{\text{min}}$ ) est de 15cm.

$$e \geq \max(e_{\text{min}}; \frac{h_e}{20})$$

On a:

$$h_e = 3,06 - 20 = \text{m pour étage courant et RDC.}$$

D'où :

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ (Étages courants et RDC).}$$

On adopte : **e = 15 cm** ..... pour étage courant et RDC.

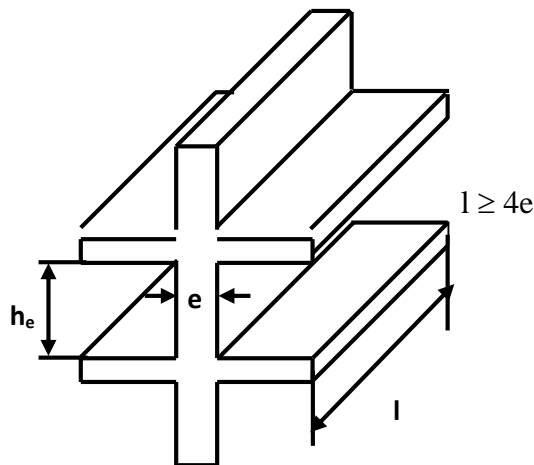


Figure II.5 : Coupe d'un voile en élévation.

➤ **Vérification :**

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4 e . \quad \text{d'où} \quad L_{\min} \geq 60 \text{ cm}$$

Soit : **L = 80 cm.**

**II.2.4. L'acrotère :**

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Il est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale due au séisme.

Soit : S la section de l'acrotère ;

$$S = 1 \times 0.1 + (0.2 + 0.1) \times 0.1 / 2$$

$$S = 0.115 \text{ m}^2$$

**Charge Permanente**

▪ **Poids propre**

$$G = \gamma_b \times S$$

$$G = 25 \times 0.115$$

$$G = 2.875 \text{ KN/ml.}$$

▪ **Enduit de ciment**

$$G_{\text{int}} = \gamma_c \cdot h \cdot e$$

$$G_{\text{int}} = 20 \cdot 1 \cdot 0.015 = 0.3 \text{ KN/ml.}$$

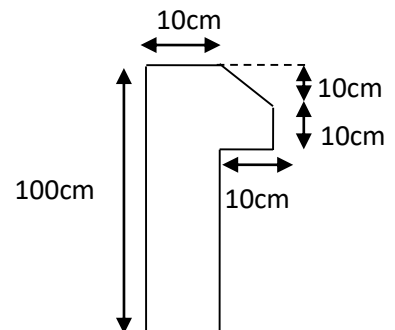


Figure II.6 : Vue en plan d'un acrotère.

$$G_{ext} = \gamma_c \times h \times e$$

$$G_{ext} = 20 \times 1 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{tot} = G + G_{int} + G_{ext}$$

$$G_{tot} = 2.875 + 0.3 + 0.4 = 3.575 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{tot} = 3.575 \text{ KN/ml.}$$

La Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m.}$

### II.2.5. Les escaliers :

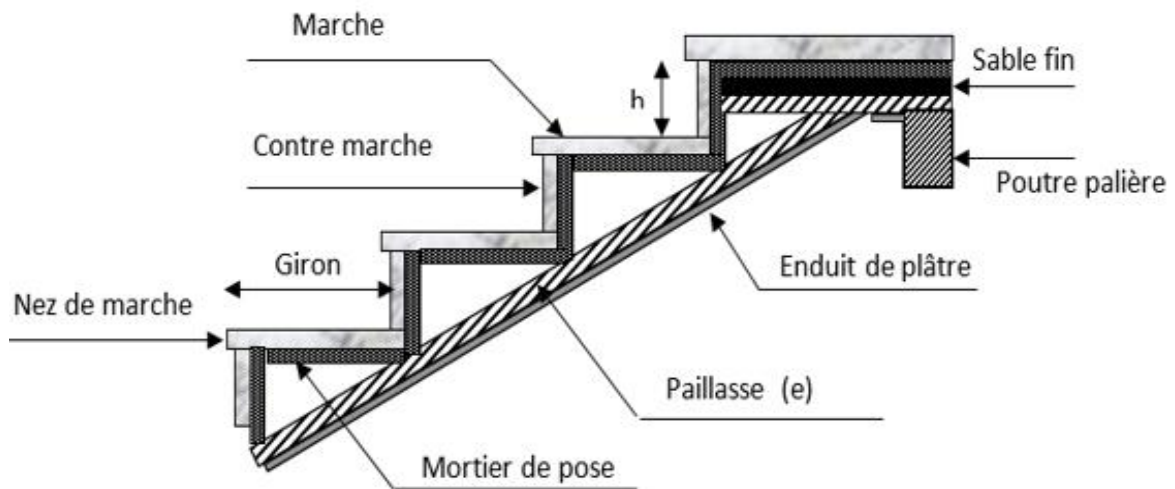


Figure II.7 : Schéma détaillé des escaliers.

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction. Son utilisation régulière nécessite un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers.

Les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois. On distingue dans notre projet deux types d'escalier : l'un est en deux volées tandis que l'autre est droit à une seule volée.

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h), on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$59 < 2h + g < 66.$$

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure (66) correspond à des locaux publics.

Avec :

$$h = H/n$$

$$g = L_0/(n-1)$$

n-1 : nombre de marche.  
 h : hauteur de la contre marche.  
 g : le giron.  
 H : hauteur de la volée.  
 L<sub>0</sub> : longueur de la volée.

Soit : H = 1,53m. L = 2,40m.  
 $g + 2h \approx 66\text{cm} \Rightarrow 2*H/n + L_0 / (n-1) = 66$   
 $\Rightarrow 2H(n-1) + Ln \approx 0.66 \times n \times (n-1)$   
 $\Rightarrow 0.66n^2 - 6.12n + 3.06 = 0$

Après la résolution, on trouve : n = 9 contres marches (le nombre de marche : n-1=8).

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

On adopte:

**h = 17 cm.**  
**g = 30 cm.**

➤ Pour la rentrée principale :

Hauteur = 1.19 m.

**Le nombre des marches est :**

**Volé 1:** n = H/h = 1,19/ 0,17 = 7 contre marches, donc on aura : 6 marches.

Inclinaison de la pailasse : tg (α) = 1,19/1.8

D'où : α = 33.46°.

La longueur de la volée est :  $L = \frac{1.19}{\sin(\alpha)} = 2.15\text{m}$

✓ **Epaisseur de la pailasse :**

Elle est déterminée e respectant la condition de la flèche

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

$L = L_v + L_p$

$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2}$

$L_v = (2.4^2 + 1.53^2)^{1/2} = 2.85\text{m}$

Donc :  $L = 2.85 + 1.70 = 4.55\text{m}$

$15 \text{ cm} < e < 22 \text{ cm}$

On prend : e = 18 cm. Pour toute les paillasses.

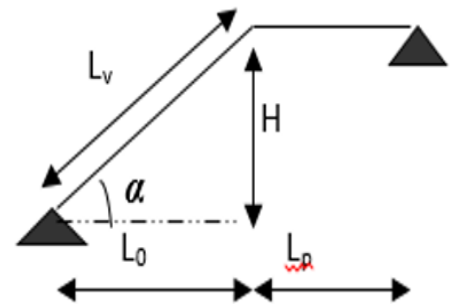


Figure II.8 : schéma statique des escaliers.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.3 :** Dimensionnement des escaliers.

	H <sub>étage</sub> (m)	Volée	H <sub>volée</sub> (m)	Inclinaison (α)	L <sub>volée</sub> (m)	Nombre de marche	Epaisseur (cm)
<b>Volé1</b>	1.19	1	1,19	33.46	2,15	6	18
<b>RDC –étage courant</b>	3.06	1	1,53	32.51	2.40	8	
		2	1.53	32.51	2.40	8	

➤ **Evaluations des charges et surcharges de palier des escaliers :**

**Tableau II.4 :** Evaluations des charges et surcharges de palier des escaliers.

désignation	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Palier	25	0.18	4.5
Carrelages	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.03	0.54
Enduit en mortier	18	0.015	0.27

$$G = 6.11 \text{Kn/m}^2.$$

$$Q = 2.5 \text{Kn/m}^2.$$

➤ **Evaluations des charges et surcharges de la volée :**

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paille et de la couche d'enduit :  $\gamma \cdot e \cdot \cos\alpha$
- Poids d'une marche :  $\gamma \cdot h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :

$$\text{Horizontal : } \gamma \cdot e$$

$$\text{Vertical : } \gamma \cdot e \cdot (h/g)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.5 :** Evaluations des charges et surcharges de la volée.

Désignation		Poids volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (Kn/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (Kn/m <sup>2</sup> )
Paillasse		25	0.18	5.35	2.5
Les marches		22	/	1.87	
Carrelage	Horizontal	20	0.02	0.4	
	Vertical	20	/	0.25	
	Total			0.65	
Mortier de pose	Horizontal	20	0.02	0.4	
	Vertical	20	/	0.22	
	Total			0.62	
Enduit en mortier		18	0.015	0.32	
<b>total</b>				<b>8.80</b>	<b>2.5</b>

$$G=8.80\text{Kn/m}^2.$$

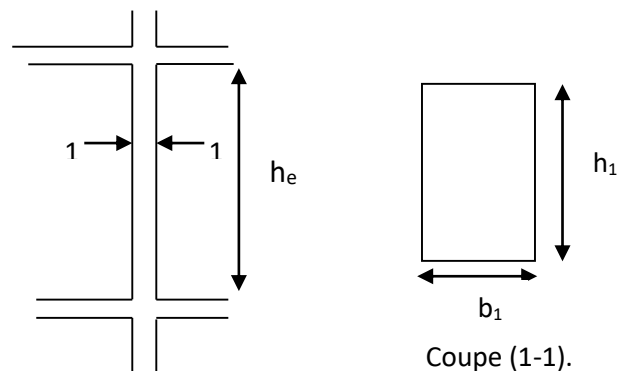
$$Q=2.5\text{Kn/m}^2.$$

**II.2.6. Les poteaux :**

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations. Leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4, 1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$



Tel que :

$h_e$  : Hauteur libre des étage et de RDC, est égale à :

$$h_e = 2.86\text{m}.$$

**Figure II.9 :** Hauteur libre d'étage.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- ✓ RDC, 1<sup>er</sup> étage =  $(h*b) = (50*50) \text{ cm}^2$ .
- ✓ 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> étage =  $(h*b) = (45*45) \text{ cm}^2$ .
- ✓ 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> étage =  $(h*b) = (40*40) \text{ cm}^2$ .
- ✓ 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup> étage =  $(h*b) = (35*35) \text{ cm}^2$ .
- ✓ 8<sup>eme</sup> étage =  $(h*b) = (30*30) \text{ cm}^2$ .

### II.3. La descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente, et cela pour permettre l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge du plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (acrotère, escalier....).

### II.4. évaluation des charges de (P.1) :

#### II.4.1. plancher terrasse inaccessible :

**Tableau II.6:** évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible.

désignation	Poids volumique ( $\text{kN/m}^3$ )	Epaisseur (m)	Poids ( $\text{kN/m}^2$ )
Gravillon de protection	20	0.05	1
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Isolation thermique	18	0.015	0.27
Plancher en corps creux (16+4)	14.25	0.20	2.85
Enduit en mortier	20	0.015	0.3
Forme de pente	22	0.05	1.1
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2

$$G = 5.84 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$



II.4.2. plancher étage courant et RDC :

Tableau II.7: évaluation des charges de plancher étage courant et RDC.

désignation	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Sable fin	18	0.03	0.54
Plancher en corps creux (16+4)	14.25	0.20	2.85
Enduit en mortier	18	0.015	0.27
Cloison de séparation	9	0.1	0.9

$$G = 5.36 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

II.4.3. Poids propre des éléments :

II.4.3.1. Plancher terrasse inaccessible :

✓ La surface afférente :

$$S = (2.25 * 2.25) + (2.25 * 2.325) + (1.65 * 1.5) + (1.65 * 2.325) = 16.61 \text{ m}^2.$$

$$G = 16.61 * 5.84 = 97 \text{ KN}.$$

$$Q = 16.61 * 1 = 16.61 \text{ KN}.$$

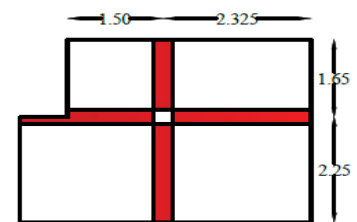


Figure II.10 : surface afférente de terrasse inaccessible.

II.4.3.2. Plancher étage courant et RDC :

✓ La surface afférente:

$$S = (1.35 * 1.5) + (2.175 * 1.5) + (2.1 * 2.1) + (2.175 * 2.1) = 14.27$$

$$G = 14.27 * 5.36 = 76.49 \text{ KN}.$$

$$Q = 14.27 * 1.5 = 21.41 \text{ KN}.$$

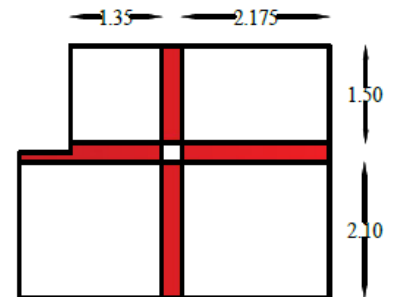


Figure II.11 : surface afférente étage courant et RDC.

II.4.3.3. Les poutres :

$$L_{pp} = 2.1 + 1.5 = 3.6 \text{ m}.$$

$$L_{ps} = 2.175 + 1.35 = 3.525 \text{ m}.$$

$$G_{pp} = 25 * (3.6 * 0.35 * 0.3) = 9.45 \text{ KN}.$$

$$G_{ps} = 25 * (3.525 * 0.35 * 0.3) = 9.25 \text{ KN}.$$

II.4.3.4. Les poteaux:

$$\text{Hauteur de poteaux: } H_p = 3.06 \text{ m}.$$

Tableau II.8 : évaluation de poids propre des poteaux.

étage	RDC+1 <sup>er</sup> étage	2,3 <sup>eme</sup> étage	4,5 <sup>eme</sup> étage	6,7 <sup>eme</sup> étage	8 <sup>eme</sup> étage
Surface (m <sup>2</sup> )	0.2500	0.2025	0.1600	0.1225	0.0900
G <sub>p</sub> (KN)	19.13	15.50	12.25	9.37	6.88

#### II.4.4. La loi de dégression :

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

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

Sous toit ou terrasse :	$Q_0$
Sous dernier étage :	$Q_0 + Q_1$
Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :	$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Sous étage n quelconque :	$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient  $\frac{(3+n)}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse :	$Q_0$
Sous dernier étage :	$Q$
Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :	$0.9 Q$
Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :	$0.8 Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0.5 Q$ , valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

**Tableau II.9 :** Evaluation de la dégression de la charge d'exploitation de (P.1).

Niveau (Ni)	Qi (KN)
N <sub>0</sub>	Q <sub>0</sub> =16.61
N <sub>1</sub>	Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub> =38.02
N <sub>2</sub>	Q <sub>0</sub> +0.95 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> )=57.29
N <sub>3</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.9 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> )=74.42
N <sub>4</sub>	Q <sub>0</sub> +0.85 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> ) =89.40
N <sub>5</sub>	Q <sub>0</sub> +0.8 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> )=102.25
N <sub>6</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.75 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> ) =112.96
N <sub>7</sub>	Q <sub>0</sub> +0.71 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> ) =123.02
N <sub>8</sub>	Q <sub>0</sub> +0.69 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> ) =134.79

**II.4.5. Décente de charge (G) pour le poteau (P.1) :**

**Tableau II.10 :** descente de charge.

Niveaux	Eléments	G (KN)	Qi (KN)
N <sub>0</sub>	Plancher inaccessible	97	16.61
	Poutre principale	9.45	
	Poutre secondaire	9.25	
	poteaux	6.88	
	TOTAL	122.58	
N <sub>1</sub>	Venant de N <sub>0</sub>	122.58	38.02
	Etage courant	76.49	
	Poutre principale	9.45	
	Poutre secondaire	9.25	
	Poteaux	9.37	
	TOTAL	227.14	
N <sub>2</sub>	Venant de N <sub>1</sub>	227.14	57.29
	Etage courant	76.49	
	Poutre principale	9.45	
	Poutre secondaire	9.25	
	Poteaux	9.37	
	TOTAL	331.7	

N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub>	331.7	
	Etage courant	76.49	
	Poutre principale	9.45	74.42
	Poutre secondaire	9.25	
	Poteaux	12.25	
<b>TOTAL</b>		<b>439.14</b>	<b>186.34</b>
N <sub>4</sub>	Venant de N <sub>3</sub>	439.14	
	Etage courant	76.49	
	Poutre principale	9.45	89.40
	Poutre secondaire	9.25	
	Poteaux	12.25	
<b>TOTAL</b>		<b>546.58</b>	<b>275.74</b>
N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub>	546.58	
	Etage courant	76.49	
	Poutre principale	9.45	102.25
	Poutre secondaire	9.25	
	Poteaux	15.5	
<b>TOTAL</b>		<b>657.27</b>	<b>377.99</b>
N <sub>6</sub>	Venant de N <sub>5</sub>	657.27	
	Etage courant	76.49	
	Poutre principale	9.45	112.96
	Poutre secondaire	9.25	
	Poteaux	15.5	
<b>TOTAL</b>		<b>767.96</b>	<b>490.95</b>
N <sub>7</sub>	Venant de N <sub>6</sub>	767.96	
	Etage courant	76.49	
	Poutre principale	9.45	123.02
	Poutre secondaire	9.25	
	Poteaux	19.13	
<b>TOTAL</b>		<b>882.28</b>	<b>613.97</b>
N <sub>8</sub>	Venant de N <sub>7</sub>	882.28	
	Etage courant	76.49	
	Poutre principale	9.45	134.79
	Poutre secondaire	9.25	
	Poteaux	19.13	
<b>TOTAL</b>		<b>996.6</b>	<b>748.76</b>

## II.5. Evaluation des charges de poteau (P.2) :

### II.5.1. Poids propre des plancher :

#### II.5.1.1. Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 5.84 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

✓ la surface afférente :

$$S = 9.74 \text{ m}^2.$$

$$G = 56.88 \text{ KN}.$$

$$Q = 9.74 \text{ KN}.$$

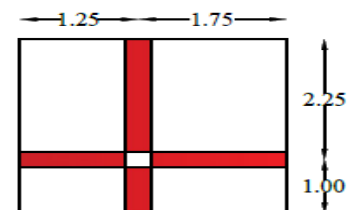


Figure II.12 : surface afférente terrasse inaccessible.

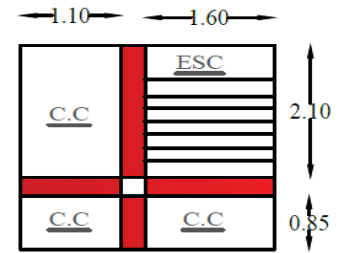
**II.5.1.2. Plancher étage courant et RDC :**

$$G = 5.36 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$S = S_{c.c.} + S_{esc} = 4.60 + 3.36 = 7.96 \text{ cm}^2$$

$$G_{cc} = 24.65 \text{ KN} \quad ; \quad G_{esc} = 29.56 \text{ KN.}$$

$$Q_{cc} = 6.90 \text{ KN.} \quad ; \quad Q_{esc} = 8.40 \text{ KN.}$$



**Figure II.13 :** surface afférente étage courant.

**II.5.2. Les poutres :**

$$L_{pp} = 2.95 \text{ m.}$$

$$L_{ps} = 2.70 \text{ m.}$$

$$G_{pp} = 25 * (2.95 * 0.35 * 0.3) = 7.74 \text{ KN.}$$

$$G_{ps} = 25 * (2.70 * 0.35 * 0.3) = 7.08 \text{ KN.}$$

**II.5.3. Les poteaux:**

$$\text{Hauteur de poteaux: } H_p = 3.06 \text{ m.}$$

**Tableau II.11 :** évaluation de poids propre des poteaux.

étage	RDC+1 <sup>er</sup> étage	2,3 <sup>eme</sup> étage	4,5 <sup>eme</sup> étage	6,7 <sup>eme</sup> étage	8 <sup>eme</sup> étage
Surface (m <sup>2</sup> )	0.2500	0.2025	0.1600	0.1225	0.0900
G <sub>p</sub> (KN)	19.13	15.50	12.25	9.37	6.88

**Tableau II.12 :** Evaluation de la dégression de la charge d'exploitation de (P.2).

Niveau (Ni)	Qi (KN)
N <sub>0</sub>	Q <sub>0</sub> = 9.75
N <sub>1</sub>	Q <sub>0</sub> + Q <sub>1</sub> = 25.05
N <sub>2</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.95 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> ) = 38.82
N <sub>3</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.9 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> ) = 51.06
N <sub>4</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.85 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> ) = 61.77
N <sub>5</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.8 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> ) = 70.95
N <sub>6</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.75 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> ) = 78.6
N <sub>7</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.71 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> + Q <sub>7</sub> ) = 85.79
N <sub>8</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.69 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> + Q <sub>7</sub> + Q <sub>8</sub> ) = 94.21

II.5.4. Décente de charge (G) pour le poteau (P.2) :

Tableau II.13 : descente de charge.

Niveaux	Eléments	G (KN)	Qi (KN)
N <sub>0</sub>	Plancher inaccessible	56.88	
	Poutre principale	7.74	9.75
	Poutre secondaire	7.08	
	poteaux	6.88	
TOTAL		78.58	9.75
N <sub>1</sub>	Venant de N <sub>0</sub>	78.58	
	Etage courant	24.65	
	Poutre principale	7.74	25.05
	Poutre secondaire	7.08	
	Poteaux	9.37	
	Escalier	29.56	
TOTAL		156.98	34.8
N <sub>2</sub>	Venant de N <sub>1</sub>	156.98	
	Etage courant	24.65	
	Poutre principale	7.74	38.82
	Poutre secondaire	7.08	
	Poteaux	9.37	
	Escalier	29.56	
TOTAL		235.42	73.62
N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub>	235.42	
	Etage courant	24.65	
	Poutre principale	7.74	51.06
	Poutre secondaire	7.08	
	Poteaux	12.25	
	Escalier	29.56	
TOTAL		316.74	124.68
N <sub>4</sub>	Venant de N <sub>3</sub>	316.74	
	Etage courant	24.65	
	Poutre principale	7.74	61.77
	Poutre secondaire	7.08	
	Poteaux	12.25	
	Escalier	29.56	
TOTAL		398.06	186.45
N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub>	398.06	
	Etage courant	24.65	
	Poutre principale	7.74	70.95
	Poutre secondaire	7.08	
	Poteaux	15.5	
	Escalier	29.56	
TOTAL		482.63	257.4

N <sub>6</sub>	Venant de N <sub>5</sub>	482.63	
	Etage courant	24.65	
	Poutre principale	7.74	78.6
	Poutre secondaire	7.08	
	Poteaux	15.5	
	Escalier	29.56	
<b>TOTAL</b>		<b>567.2</b>	<b>336</b>
N <sub>7</sub>	Venant de N <sub>6</sub>	567.2	
	Etage courant	24.65	
	Poutre principale	7.74	85.79
	Poutre secondaire	7.08	
	Poteaux	19.13	
	Escalier	29.56	
<b>TOTAL</b>		<b>655.4</b>	<b>421.79</b>
N <sub>8</sub>	Venant de N <sub>7</sub>	655.4	
	Etage courant	24.65	
	Poutre principale	7.74	91.21
	Poutre secondaire	7.08	
	Poteaux	19.13	
	Escalier	29.56	
<b>TOTAL</b>		<b>743.6</b>	<b>513</b>

Le poteau (P.1) est le plus sollicité.

#### Calcul de l'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 996.6 + 1.5 \times 748.76 = 2468.55 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.1.1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10% tel que :  $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

$$\text{Donc } N_u = 1.1 \times 2468.55 = 2715.41 \text{ KN}$$

Une fois l'effort normal ultime revenant au poteau le plus sollicité est déterminé, on doit vérifier ce dernier à la compression simple et au flambement.

#### II.6. Vérifications :

Les poteaux sont pré dimensionnés en satisfaisant trois critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99

##### II.6.1. Critère de résistance :

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort  $N_u$ .

On doit vérifier que :

Avec :  $\frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bc}$

$N_u$  : Effort normal pondéré dû aux charges et surcharges.

$B$  : Section transversale du poteau tel que :  $B = b \cdot h$ .

$\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible du béton à la compression simple à l'Etat Limite Ultime, tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2715.41 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.19 \text{ m}^2$$

On a  $B = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2$

$B = 0.25 \text{ m}^2 \geq 0.19 \text{ m}^2$  : Condition vérifiée.

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau II.14 :

**Tableau II.14** : vérification du critère de résistance.

Etage	$N_u$ (KN)	Comparaison ( $B \geq B^{cal}$ )		observation
		$B$ (m <sup>2</sup> )	$B^{cal}$ (m <sup>2</sup> )	
8	209.44	0.09	0.0147	<b>vérifiée</b>
7	427.44	0.1225	0.0301	<b>vérifiée</b>
6	677.24	0.1225	0.0476	<b>vérifiée</b>
5	959.58	0.1600	0.0675	<b>vérifiée</b>
4	1266.64	0.1600	0.0892	<b>vérifiée</b>
3	1599.72	0.2025	0.1126	<b>vérifiée</b>
2	1950.48	0.2025	0.1373	<b>vérifiée</b>
1	2323.14	0.2500	0.1636	<b>vérifiée</b>
RDC	2715.41	0.2500	0.1912	<b>vérifiée</b>

**II.6.2. Critère de stabilité de forme :**

Pour vérifier le flambement des poteaux, on doit vérifier la condition suivante :

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

$B_r$  : Section réduite du béton.



$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

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

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élanement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$ .

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : Moment d'inertie :  $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

- **Vérification du poteau (P.1) du RDC :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14m.$$

$$B = 0.50 \times 0.50 = 0.25m^2.$$

$$I = \frac{0.50 \times 0.50^3}{12} = 5.21 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{5.21 \times 10^{-3}}{0.25}} = 0.14$$

$$\lambda = \frac{2.14}{0.14} = 15.29 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{15.29}{35}\right)^2} = 0.82$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Avec  $A_s = 1\% B_r$

$$B_r \geq \frac{2715.41 \times 10^{-3}}{0.82 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.15 m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (a-2) \times (b-2).$$

$$B_r = (50-2) \times (50-2) \times 10^{-4} = 0.23 m^2$$

0.23 > 0.15 .....vérifiée.

Donc pas de risque au flambement.

Ce tableau résume les vérifications au flambement du poteau le plus sollicité à tous les niveaux :

**Tableau II.15** : vérification au flambement.

Niveaux	Nu	sections	Condition Br > Br calcule		observation
			Br	Br calculé	
<b>RDC</b>	2715.41	50×50	0.23	0.15	<b>vérifiée</b>
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	2323.14	50*50	0.23	0.132	<b>vérifiée</b>
<b>2<sup>eme</sup> étages</b>	1950.48	45*45	0.185	0.119	<b>vérifiée</b>
<b>3<sup>eme</sup> étages</b>	1599.72	45*45	0.185	0.088	<b>vérifiée</b>
<b>4<sup>eme</sup> étages</b>	1266.64	40*40	0.144	0.072	<b>vérifiée</b>
<b>5<sup>eme</sup> étages</b>	959.58	40*40	0.144	0.055	<b>vérifiée</b>
<b>6<sup>eme</sup> étage</b>	677.24	35*35	0.109	0.039	<b>vérifiée</b>
<b>7<sup>eme</sup> étage</b>	427.44	35*35	0.109	0.025	<b>vérifiée</b>
<b>8<sup>eme</sup> étage</b>	209.44	30*30	0.078	0.011	<b>vérifiée</b>

➤ **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone IIa les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ \min(b_1, h_1) = 30\text{cm} \geq \frac{h_e}{20} = 15.2\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ 1/4 \leq \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifie} \end{array} \right.$$

**II.7. Conclusion :**

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

- ✓ Plancher à corps creux (16+4) cm.
- ✓ Dalle pleine e=15 cm.
- ✓ Epaisseur des paillasse e=18 cm.
- ✓ Epaisseur des voiles e= 15 cm.
- ✓ Poutres principales (30\*35) cm<sup>2</sup>.
- ✓ Poutres secondaires (30\*35) cm<sup>2</sup>.
- ✓ Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau II.16 : Sections des poteaux**

Niveaux	R.D.C.et Etage1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8
<b>Dimensions (cm<sup>2</sup>)</b>	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30

Chapitre III  
Etude des  
éléments secondaires

**III.1. Introduction :**

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la règlementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99).

**III.2. Etude des planchers :**

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

- plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

**III.2.1. Les planchers à corps creux :**

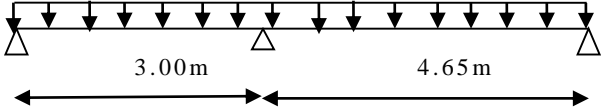
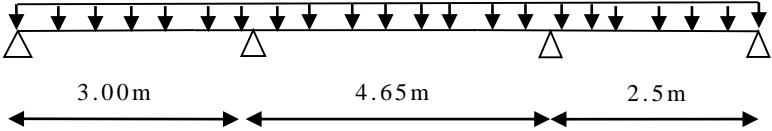
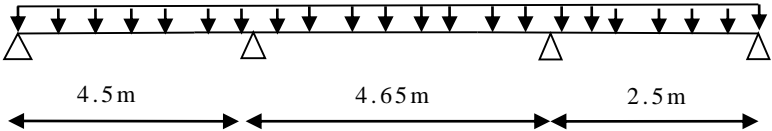
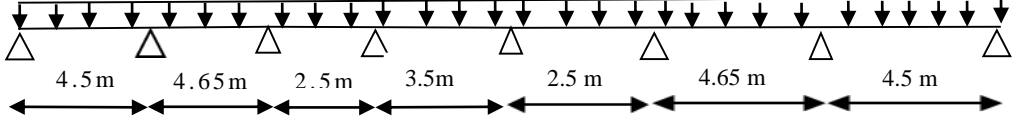
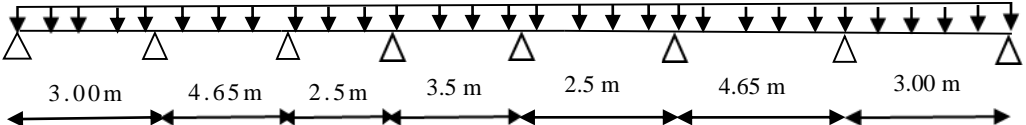
Il est constitué d'hourdis (élément de remplissage), et des nervures (poutrelles) qui repose sur des poutres principale, et une dalle de compression son rôle est de répartir les charges sur les déférentes poutrelles, on utilise ce type de plancher l'orque la charge d'exploitation n'est pas important ( $Q \leq 5 \text{KN/m}^2$ ).

**III.2.1.1. Les poutrelles :**

Sont des sections en T en béton arme servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculé à la flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

Selon la disposition adoptée en chapitre précédent, nous avons 4 types de poutrelles dans tous les niveaux, et 5 types dans le RDC. Les différents types de poutrelles que nous avons alors sont les suivantes :

Tableau III.1 : Les différents Types de poutrelles.

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	

### III.2.1.1.1. Méthodes de calcul :

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

#### A. Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

**Domaine d'application** (BAEL91 art B.6.2, 210)

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

- plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \min(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$ ).
- le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$ .
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

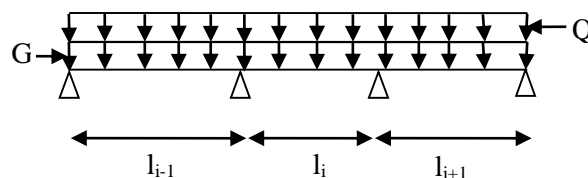


Figure III.1 : Schéma d'une Poutre continue.

#### Exposée de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie  $Q$  (Figure III.1),

et soit  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Avec :  $\alpha$  = coefficient traduisant l'importance de  $\frac{Q}{Q+G}$

#### ❖ Evaluation des moments

##### a. Moment en appuis de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls, seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à  $-0.15M_0$ .

Tel que  $M_0 = \max(M^1_0, \dots, M^n_0)$ , avec  $n$  = nombre de travées d'une poutre.

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

##### b. Moment en appuis intermédiaires

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

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

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

**c. Moment en travée**

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

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

$$(2) : \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{array} \right.$$

- (a): Si c'est une travée de rive.
- (b): Si c'est une travée intermédiaire.

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

Tel que  $M_0$  : Moment isostatique de la travée considérée.

❖ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués :

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

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.
- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité :  $V_u = V_{u0}$  (isostatique) +  $(M_i - M_{i-1}) / L_i$



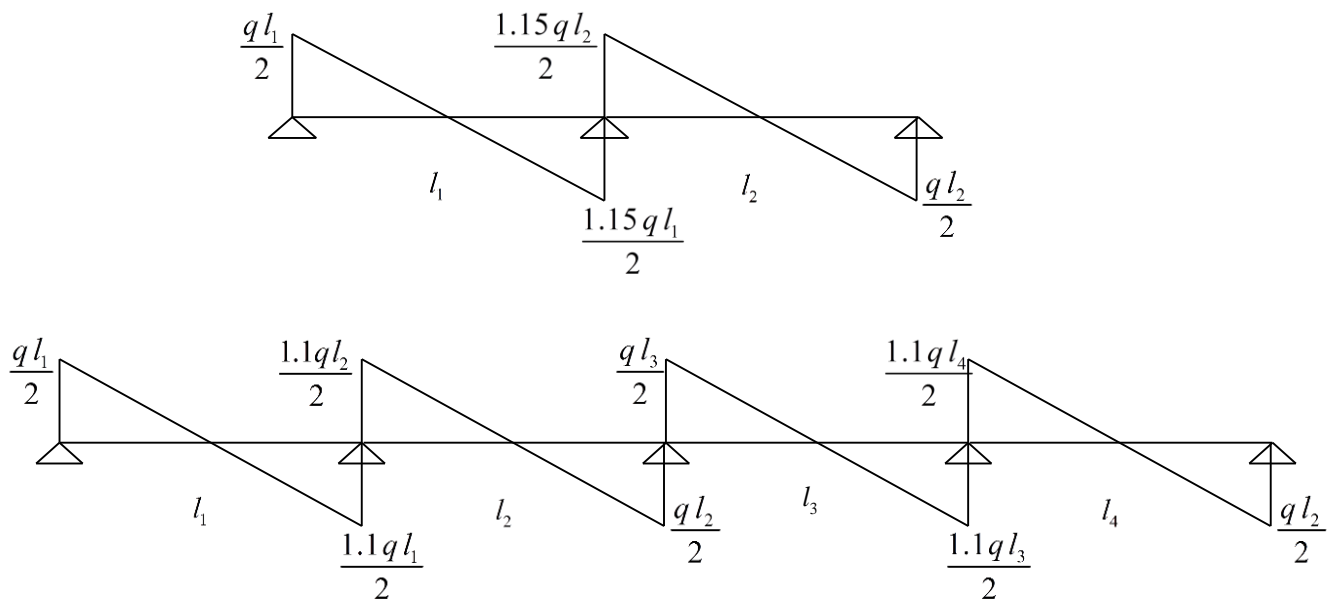


Figure III.2 : Evaluation des efforts tranchants.

**B. Méthode de CAQUOT** (Annexe E.2 du BAEL 91)

**- Conditions d'application**

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

**-Principe de la méthode :**

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

**- Moment en appuis**

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

Tel que :  $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$

**- Moment en travée**

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_X}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

**- L'effort tranchant**

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

**III.2.1.1.2. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :**

À l'ELU :  $q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times l_0$

À l'ELS :  $q_s = (G + Q) \times l_0$

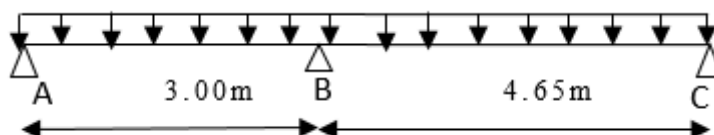
La poutrelle reprend la charge sur une distance  $b=0.65m$ .

**Tableau III.2 :** Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU	ELS
			q <sub>u</sub> (KN/m)	q <sub>s</sub> (KN/m)
Plancher étage courant	5.36	1.5	6.17	4.46
Terrasse inaccessible	5.84	1	6.1	4.45

**III.2.1.1.3. calcul des sollicitations dans la poutrelle (type 1 (terrasse inaccessible)) :**

✓ Schéma statique :



**Figure III.3 :** Schéma statique de la poutrelle.

❖ **Vérification des conditions de BAEL :**

**1<sup>ère</sup> condition :**

$$G = 5.84 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 5.84; 5) \text{KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**2<sup>ème</sup> condition :**

$$\text{Type 1 : } 0.8 \leq \frac{3}{4.65} = 0.65 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{N'est pas vérifiée.}$$

La 3<sup>ème</sup> et la 4<sup>ème</sup> condition sont vérifiées.

La condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée dans tous les types, en applique la méthode de **CAQUOT minorée**.

✓ **Les moments aux appuis :**

Pour calculer le moment sur appui, en remplace la charge permanente (G) par  $G' = 2G/3$ .

$$G' = \frac{2}{3} * G = \frac{2}{3} * 5.84 = 3.89 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q'_u = 4.39 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q'_{s} = 3.18 \text{KN} / \text{m}^2.$$

**A P'ELU**

$M_A = M_C = 0 \Rightarrow$  Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15 \times M_0$ .

$$M_0^u = \frac{q \times (L^2)}{8} = \frac{4.38 \times (4.65^2)}{8} = 11.84 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_A^u = M_C^u = -0.15 * M_0^u = -1.78 \text{KN.m.}$$

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante

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

Avec :

$q_g, q_d$  : étant le chargement à gauche et à droite de l'appui.

$L'_g, L'_d$  : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

**Calcul des longueurs fictives**

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.00 \text{m}$$

$$L'_{BC} = L_{BC} = 4.65 \text{m}$$

$$M_B = -\frac{4.38 \times (3^3 + 4.65^3)}{8.5 \times (3 + 4.65)} \Rightarrow M_B = -8.61 \text{KN.m}$$

**A l'ELS**

$$M_0^S = \frac{q \times (L^2)}{8} = \frac{3.18 \times (4.65^2)}{8} = 8.59 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_A^S = M_C^S = -0.15 * M_0^S = -1.29 \text{KN.m.}$$

$$M_B = -\frac{3.18 \times (3^3 + 4.65^3)}{8.5 \times (3 + 4.65)} \Rightarrow M_B = -6.24 \text{kN.m.}$$

✓ **Moments aux travées :**

Les moments aux travées sont donnés par l'expression suivante :

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_X}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{L}{2} - \frac{M_g}{q * L} + \frac{M_d}{q * L}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

**Travée AB :**

**A ELU :**

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{3 \times 6.1} = 1.03 \text{m}$$

$$M = \frac{6.1 \times 1.03 \times (3.00 - 1.03)}{2} - 8.59 \times \frac{1.03}{3.00}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 3.24 \text{KN.m}$$

**A ELS :**

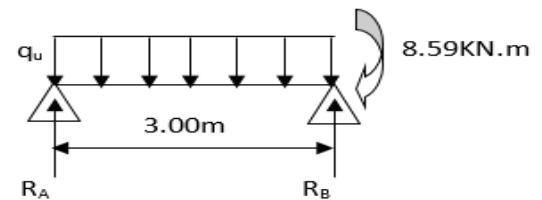
$$M = \frac{4.45 \times 1.03 \times (3.00 - 1.03)}{2} - 6.24 \times \frac{1.03}{3.00}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 2.37 \text{KN.m}$$

**Travée BC :**

**A ELU :**

$$x = \frac{4.65}{2} - \frac{(-8.59) - (0)}{6.1 \times 4.65} = 2.63 \text{m}$$



**Figure III.4 :** Schéma statique de la travée AB

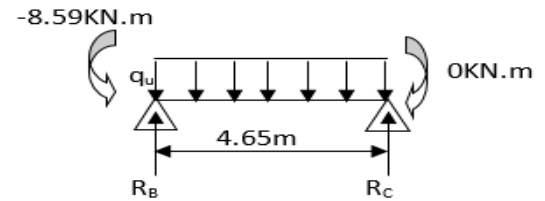
$$M(x) = \frac{6.1 \times 2.63 \times (4.65 - 2.63)}{2} + (-8.59) \times \left(1 - \frac{2.63}{4.65}\right)$$

$$M_{BC}^{Max} = 12.47 \text{ KN.m}$$

**A ELS :**

$$M(x) = \frac{4.45 \times 2.63 \times (4.65 - 2.63)}{2} + (-6.24) \times \left(1 - \frac{2.63}{4.65}\right)$$

$$M_{BC} = 9.1 \text{ KNm}$$



**Figure III.5 :** Schéma statique de la travée BC.

✓ **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont calculés par l'expression suivante :

$$V = V_0 - \frac{(M_g - M_d)}{L}$$

**Travée AB :**

**A l'ELU :**

$$V_A = \frac{6.1 \times 3.00}{2} - \frac{(+8.59)}{3.00} = 6.29 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.1 \times 3.00}{2} - \frac{(8.59)}{3.00} = -12.01 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$V_B = \frac{6.1 \times 4.65}{2} - \frac{(-8.59)}{4.65} = 16.03 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.1 \times 4.65}{2} - \frac{(-8.59)}{4.65} = -12.34 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**A l'ELU :**

**Tableau III.3 :** sollicitation à l'ELU des poutrelles terrasse inaccessible (type1).

Travée	L (m)	P (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.00	6.1	0	-8.61	3.24	6.29	-12.01
B-C	4.65	6.1	-8.61	0	12.47	16.03	-12.34

A l'ELS :

**Tableau III.4 :** sollicitation a l'ELS des poutrelles terrasse inaccessible (type 1).

Travée	L (m)	P (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	3.00	6.17	0	-6.24	2.16
B-C	4.65	6.17	-6.24	0	8.84

Les résultats des autres types des poutrelles de plancher terrasse inaccessible et plancher étage courant sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau III.5 :** sollicitation a l'ELU des poutrelles terrasse inaccessible (type2).

Travée	L (m)	P (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.00	6.1	0	-6.02	4.18	7.14	-11.16
B-C	4.65	6.1	-6.02	-5.56	10.70	14.28	-14.08
C-D	2.5	6.1	-5.56	0	2.39	9.85	-5.40

**Tableau III.6 :** sollicitation a l'ELS des poutrelles terrasse inaccessible (type 2).

Travée	L (m)	P (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	3.00	4.45	0	-4.37	3.05
B-C	4.65	4.45	-4.37	-4.04	7.81
C-D	2.5	4.45	-4.04	0	1.75

**Tableau III.7 :** sollicitation a l'ELU des poutrelles terrasse inaccessible (type 3).

Travée	L (m)	P (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.5	6.1	0	-8.94	11.29	11.74	-15.71
B-C	4.65	6.1	-8.94	-5.56	9.28	14.91	-13.46
C-D	2.5	6.1	-5.56	0	2.39	9.85	-5.40

Tableau III.8 : sollicitation a l'ELS des poutrelles terrasse inaccessible (type 3).

Travée	L (m)	P (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	4.5	4.45	0	-7.49	8.24
B-C	4.65	4.45	-7.49	-4.04	6.78
C-D	2.5	4.45	-4.04	0	1.75

Tableau III.9 : sollicitation a l'ELU des poutrelles terrasse inaccessible (type 4).

Travée	L (m)	P (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.5	6.1	0	-8.94	11.29	11.74	-15.70
B-C	4.65	6.1	-8.94	-5.36	9.48	14.95	-13.41
C-D	2.5	6.1	-5.36	-3.22	0.54	8.47	-6.77
D-E	3.5	6.1	-3.22	-3.22	6.12	10.67	-10.67
E-F	2.5	6.1	-3.22	-5.36	0.54	6.77	-8.47
F-G	4.65	6.1	-5.36	-8.94	9.48	13.41	-14.95
G-H	4.5	6.1	-8.94	0	11.29	15.70	-11.74

Tableau III.10 : sollicitation a l'ELS des poutrelles terrasse inaccessible (type 4).

Travée	L (m)	P (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	4.5	4.45	0	-6.49	8.24
B-C	4.65	4.45	-6.49	-3.89	6.86
C-D	2.5	4.45	-3.89	-2.34	0.40
D-E	3.5	4.45	-2.34	-2.34	4.47
E-F	2.5	4.45	-2.34	-3.89	0.40
F-G	4.65	4.45	-3.89	-6.49	6.86
G-H	4.5	4.45	-6.49	0	8.24

Tableau III.11 : sollicitation a l'ELU des poutrelles étage courant (type 1).

Travée	L (m)	P (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.00	6.17	0	-9.02	3.17	6.24	-12.26
B-C	4.65	6.17	-9.02	-0	12.47	16.28	-12.40

Tableau III.12 : sollicitation a l'ELS des poutrelles étage courant (type 1).

Travée	L (m)	P (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	3.00	4.46	0	-6.47	2.30
B-C	4.65	4.46	-6.47	-0	9.04

Tableau III.13 : sollicitation a l'ELU des poutrelles étage courant (type 2).

Travée	L (m)	P (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.00	6.17	0	-6.32	4.14	7.14	-11.36
B-C	4.65	6.17	-6.32	-5.84	10.60	14.45	-14.24
C-D	2.5	6.17	-5.84	0	2.34	10.05	-5.38

Tableau III.14 : sollicitation a l'ELS des poutrelles étage courant (type 2).

Travée	L (m)	P (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	3.00	4.46	0	-4.53	3.00
B-C	4.65	4.46	-4.53	-4.19	7.70
C-D	2.5	-4.53	-4.19	0	1.71



Tableau III.15 : sollicitation a l'ELU des poutrelles étage courant (type 3).

Travée	L (m)	P (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.5	6.17	0	-9.39	11.28	11.80	-15.97
B-C	4.65	6.17	-9.39	-5.84	9.12	15.10	-13.58
C-D	2.5	6.17	-5.84	0	2.34	10.04	-5.38

Tableau III.16 : sollicitation a l'ELS des poutrelles étage courant (type 3).

Travée	L (m)	P (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	4.5	4.46	0	-6.74	8.17
B-C	4.65	4.46	-6.74	-4.19	6.62
C-D	2.5	4.46	-4.19	0	1.70

Tableau III.17 : sollicitation a l'ELU des poutrelles étage courant (type 4).

Travée	L (m)	P (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.5	6.17	0	-9.38	11.28	11.80	-15.96
B-C	4.65	6.17	-9.38	-5.62	9.24	15.17	-13.54
C-D	2.5	6.17	-5.62	-3.37	0.39	8.61	-6.81
D-E	3.5	6.17	-3.37	-3.37	6.08	10.80	-10.80
E-F	2.5	6.17	-3.37	-5.62	0.39	6.81	-8.61
F-G	4.65	6.17	-5.62	-9.38	9.24	13.54	-15.14
G-H	4.5	6.17	-9.38	0	11.28	15.96	-11.80

Tableau III.18 : sollicitation a l'ELS des poutrelles étage courant (type 4).

Travée	L (m)	P (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	4.5	4.46	0	-6.73	8.17
B-C	4.65	4.46	-6.73	-4.03	6.17
C-D	2.5	4.46	-4.03	-2.42	0.32
D-E	3.5	4.46	-2.42	-2.42	4.41
E-F	2.5	4.46	-2.42	-4.03	0.32
F-G	4.65	4.46	-4.03	-6.73	6.17
G-H	4.5	4.46	-6.73	0	8.17

Tableau III.19 : sollicitation a l'ELU des poutrelles étage courant (type 5).

Travée	L (m)	P (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.00	6.17	0	-6.32	4.14	7.15	-11.35
B-C	4.65	6.17	-6.32	-5.62	10.72	14.49	-14.19
C-D	2.5	6.17	-5.62	-3.37	0.39	8.61	-6.81
D-E	3.5	6.17	-3.37	-3.37	6.08	10.79	-10.79
E-F	2.5	6.17	-3.37	-5.62	0.39	6.81	-8.61
F-G	4.65	6.17	-5.62	-6.32	10.72	14.19	-14.49
G-H	3.00	6.17	-6.32	0	4.14	11.35	-7.15

Tableau III.20 : sollicitation a l'ELS des poutrelles étage courant (type 5).

Travée	L (m)	P (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	3.00	4.46	0	-4.53	3.01
B-C	4.65	4.46	-4.53	-4.03	7.78
C-D	2.5	4.46	-4.03	-2.42	0.32
D-E	3.5	4.46	-2.42	-2.42	4.41
E-F	2.5	4.46	-2.42	-4.03	0.32
F-G	4.65	4.46	-4.03	-4.53	7.78
G-H	3.00	4.46	-4.53	0	3.01

#### III.2.1.1.4. Ferrailage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

#### Remarque :

Pour le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche, on prend  $b=65$  cm au lieu de  $b=54$  cm ( $b=54$ cm est dimensionnée par rapport à la petite travée). Dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification de flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qu'est égale 4.65 m.

#### ❖ Plancher de la terrasse inaccessible :

##### ▪ Calcul des armatures longitudinales :

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

- ✓ si  $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

- ✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

On a:  $M_{\max}^t = 12.47 \text{KN.m}$ ;  $V_{\max} = 15.71 \text{KN}$ .

➤ **Ferraillage en travée :**

$M_{\max}^t = 12.47 \text{KN.m}$ .

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 (d - \frac{h_0}{2}) = 14.2 * 10^3 * 0.65 * 0.04 * (0.18 - \frac{0.04}{2}) = 59.07 \text{KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$  D'où l'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) =  $(65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

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

$$\mu_{bu} = \frac{12.47 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.042 < 0.186$$

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

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.0502$$

$$\mu_{bu} = 0.0502 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.042}}{0.8} = 0.054$$

$$A_s \geq \frac{M_{\max}^t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{12.47 * 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 * 0.054) * 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 2.04 \text{cm}^2$$

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

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

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.41 \text{cm}^2$$

**On remarque que :**  $A_{\min} \leq A_s = 2.04 \text{cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

$$A_s = 2.04 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{cm}^2$$

➤ **En appui :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $b_0$  et  $h$  ( $0.10 * 0.20$ )  $m^2$ .

**b. 1) Ferrailage de l'appui intermédiaire :**

$$M_{\max}^a = 8.94 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{8.94 * 10^{-3}}{0.1 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.194$$

$$\mu_{bu} = 0.194 > 0.186$$

⇒ Pivot B

$$\mu_{bu} = 0.194 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.194}}{0.8} = 0.272$$

$$\Rightarrow A_s^a = \frac{M_{\max}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{8.94 * 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 * 0.272) * 348} = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 1.60 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{b_0 * d * 0.23 * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.10 * 0.18 * 0.23 * 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2$$

**On remarque que :**  $A_{\min} \leq A_s = 1.60 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

$$A_s = 1.60 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 1HA10 + 1HA12 = 1.92 \text{ cm}^2$$

**b. 2) Ferrailage de l'appui de rive :**

$$M_{rive}^a = 1.78 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.78 * 10^{-3}}{0.1 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.039 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.039 < 0.186$$

⇒ Pivot A

$$\mu_{bu} = 0.039 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.039}}{0.8} = 0.0497$$

$$\Rightarrow A_s^a = \frac{M_{max}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{1.78 * 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 * 0.0497) * 348} = 0.29cm^2$$

$$A_s^a = 0.29cm^2$$

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

$$A_{min} = \frac{b_0 * d * 0.23 * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.18 * 0.1 * 0.23 * 2.1}{400} = 0.217cm^2$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0.217cm^2$$

**On remarque que :**  $A_{min} \leq A_s = 0.29cm^2$  ..... Condition vérifiée.

$$A_s = 0.29cm^2 \Rightarrow \text{On adopte } 1HA10 = 0.79cm^2$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 * d} = \frac{15.71 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 0.873MPa$$

La fissuration est peu nuisible et  $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa.$$

$$\tau = 0.873MPa \leq \bar{\tau} = 3.33MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

▪ **Calcul des armatures transversales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_t \leq \min\left(\phi_t^{min}; \frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \\ \phi_t \leq \min\left(10; \frac{200}{35}; \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq 5.71mm. \end{array} \right.$$

On choisit un étrier de  $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57cm^2$

✓ **Calcul de l'espacement :**

$$S_t \leq \left\{ \begin{array}{l} \min(0.9d, 40cm) = 16.2cm \\ \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = 57cm \\ \frac{0.8 * A_t * f_e * (\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3 * K * f_{t28})} = \infty \end{array} \right.$$

Flexion simple.  
 Fissuration peut nuisible K=1.  
 Pas de reprise de bétonnage.

Avec  $\alpha=90^0$ (armatures droites).

On adopte: St =15 cm.

✓ **Vérification du cisaillement à la jonction table-nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{15.71 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.1}{2}\right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.026 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.026 \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque de rupture.

✓ **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

○ **Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} * 15.71 * 10^{-3} = 0.45 \text{cm}^2$$

Or,  $A_l = 3 \phi 10 + 1 \phi 10 = 3.15 \text{ cm}^2 > 0.45 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$

○ **Appui intermédiaire :**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{400} * \left[ 15.71 - \frac{8.94}{0.9 * 0.18} \right] < 0$$

Dans ce cas aucune vérification n'est nécessaire car l'effort est négligeable.

✓ **Vérification de l'effort tranchant dans le béton (bielle de compression du béton) :**

$$V_u \leq 0.267 * a * b_0 * f_{c28}.$$

$$a = \min (0.9 * d ; \text{largeur de l'appui}-4\text{cm})$$

$$a = \min (0.9 * 18 ; 30-4) = 16.2 \text{cm}$$

$$V_u \leq 0.267 * 0.162 * 0.10 * 25 = 108.135 \text{Kn} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.21** : Ferrailage des poutrelles terrasse inaccessible.

Ferrailage longitudinal							Ferrailage transversale	
	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	Choix de Section	A <sup>Min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	Choix Des sections
Travée	0.042	0.054	0.176	2.04	3HA10+=2.36	1.41	0.57	Etrier Ø 6
Appui inter	0.194	0.272	0.160	1.60	1HA10+1HA12=1.92	0.217		
Appui rive	0.039	0.0491	0.176	0.29	1HA10=0.79	0.217		

Pour le calcul de plancher étage courant et RDC, on procède de la même manier pour le calcul de ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS, les résultats sont présenté dans les tableaux suivants :

**Tableau III.22** : Ferrailage des poutrelles de plancher étage courant et RDC.

Ferrailage longitudinal							Ferrailage transversale	
	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	Choix de Section	A <sup>Min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	Choix Des sections
Travée	0.042	0.054	0.176	2.04	3HA10=2.36	1.41	0.57	Etrier Ø 6
Appui inter	0.204	0.288	0.159	1.60	1HA10+1HA12=1.92	0.217		
Appui rive	0.040	0.051	0.176	0.29	1HA10=0.79	0.217		

❖ **Vérification des poutrelles à l'ELS :**

- Il y a lieu de vérifier :
- Etat limite de compression du béton.
  - Etat limite d'ouverture des fissures.
  - Etat limite de déformation.

➤ **Etat limite de compression du béton :**a)- *En travée :*

$$M_t^{\max} = 8.84 \text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

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

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

$H > 0 \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table  $\Rightarrow$  calcul de section d'une section rectangulaire  $b \cdot h$

○ **Vérification des contraintes :**

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

$$\sigma_{st} = 15 \cdot \sigma_{bc} \cdot \left( \frac{d - y}{y} \right) = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

**Calcul de l'axe neutre :**

$$A' = 0$$

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

$$\frac{65}{2} y^2 + [15 \times 2.36] y - 15 \times 2.36 \times 18 = 0$$

$$32.5 y^2 + 35.4 y - 637.2 = 0$$

$$\Delta = 84089.16 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 289.98$$

$$y = \frac{-35.4 \pm 289.98}{2 \times 32.5} \Rightarrow \begin{cases} y_1 = 3.91 \text{ cm.} \\ y_2 = -5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$y = 3.91 \text{ cm}$$

$$I = \frac{65}{3} \times (3.91)^3 + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.91)^2 \Rightarrow I = 8323.05 \text{ cm}^4.$$



$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{8.84 \times 10^{-3}}{8323.05 \times 10^{-8}} \times 3.91 \times 10^{-2} = 4.15 MPa$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 4.15 MPa \\ \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \end{cases}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$  .....condition vérifiée.

La fissuration est préjudiciable, alors on ne vérifie que  $\sigma_{bc}$  ( $\sigma_{st}$  est toujours vérifiée).

**b)-En appuis intermédiaires :**

$$M_{ser} = -6.49 \times 10^{-3} MN.m. \quad A_s = 1.92 \times 10^{-4} m^2.$$

$M_{ser} < 0 \Rightarrow$  vérification des contraintes pour une section rectangulaire ( $b_0 \cdot h$ ).

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\frac{10}{2} y^2 + 15 \times 1.92 \times y - 15 \times 1.92 \times 18 = 0$$

$$\Delta = 11197.44 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 105.82$$

$$y = \frac{-28.8 \pm 105.82}{2 \times 5} \Rightarrow \begin{cases} y_1 = 7.70 cm. \\ y_2 = -13.46 cm \end{cases}$$

$$y = 7.70 cm$$

$$I = \frac{10}{3} \times (7.70)^3 + 15 \times 1.92 \times (18 - 7.70)^2 \Rightarrow I = 4577.17 cm^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{6.49 \times 10^{-3}}{4577.17 \times 10^{-8}} \times 7.70 \times 10^{-2} = 10.92 MPa.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 10.92 MPa. \\ \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa. \end{cases}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$  .....condition vérifié.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **Etat limite de déformation :**

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

▪ **Evaluation de la flèche :**

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

- ❖  $l < 8m$ .
- ❖  $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right)$ .
- ❖  $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$\text{On a : } \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36 \times 10^{-4}}{0.10 \times 0.18} = 0.0131 > \frac{4.2}{f_e} = 0.0105.$$

⇒ La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{465}{500} = 0.93cm.$$

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

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

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

**Propriété de la section :**

$$Y=3.91 \text{ cm} ; I = 8323.05 \text{ cm}^4 ; A_s=2.36\text{cm}^2.$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.0131.$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3 \times b_0) \rho} \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$E_i$  et  $E_v$  : module de déformation longitudinale instantanée et différée respectivement.

**Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G$  La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ Kn/m.}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.84 = 3.796 \text{ Kn/m.}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (1 + 5.84) = 4.446 \text{ Kn/m.}$$

### Remarque :

Les différents moments  $M_{jser}$ ,  $M_{gser}$ ,  $M_{pser}$ . Sont calculé avec la méthode de Caquot pour les différents chargements ( $x_0$  sera la même valeur avec  $x_0$  calculé).

$$M_{jser} = 3.86 \text{ Kn.m.}$$

$$M_{gser} = 7.93 \text{ Kn.m.}$$

$$M_{pser} = 9.10 \text{ Kn / m.}$$

### Contraintes ( $\sigma_s$ ) :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser}}{I} (d - y) ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser}}{I} (d - y) ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser}}{I} (d - y).$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{3.86}{8323.05} (18 - 3.91) \times 10^3 = 98.02 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{7.93}{8323.05} (18 - 3.91) \times 10^3 = 201.37 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{9.10}{8323.05} (18 - 3.91) \times 10^3 = 231.08 \text{ MPa.}$$

### Calcul de $I_0$ :

$$Y_G = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15(A + A')} = 6.76 \text{ cm.}$$

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

$$I_0 = 1851654 \text{ cm}^4.$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3 \times b_0) \rho} = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 0.1) \times 0.0131} = 3.26.$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.4 \times 3.26 = 1.304$$

Calcul de  $\mu$  :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0131 \times 98.02 + 2.1} = 0.492$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0131 \times 201.37 + 2.1} = 0.710$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0131 \times 231.08 + 2.1} = 0.741$$

Inerties fictives (If) :

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times 1851654}{1 + 3.26 \times 0.492} = 7822.13 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times 1851654}{1 + 3.26 \times 0.710} = 6144.99 \text{ cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times 1851654}{1 + 3.26 \times 0.741} = 5963.18 \text{ cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times 1851654}{1 + 1.304 \times 0.710} = 10576.26 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; f_{ig} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; f_{ip} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; f_{vg} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{vg}}$$

$$f_{ij} = \frac{3.86 \times 4.65^2}{10 \times 32164.2 \times 7822.13 \times 10^{-8}} = 3.317 \text{ mm}$$

$$f_{ig} = \frac{7.93 \times 4.65^2}{10 \times 32164.2 \times 6144.99 \times 10^{-8}} = 8.675 \text{ mm}$$

$$f_{ip} = \frac{9.10 \times 4.65^2}{10 \times 32164.2 \times 5963.18 \times 10^{-8}} = 10.259 \text{ mm}$$

$$f_{vg} = \frac{7.93 \times 4.65^2}{10 \times 10721.4 \times 10576.26 \times 10^{-8}} = 15.122 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{vg} - f_{ij} + f_{ip} - f_{ig} = 15.122 - 3.317 + 10.259 - 8.675 = 13.389 \text{ mm.}$$

$\Delta f = 1.3389cm > f_{adm} = 0.93cm$  .....la flèche n'est pas vérifiée.

On augmente la section d'acier  $\Rightarrow A_s = 2 \text{ HA}12 + 1 \text{ HA}14 = 3.8cm^2$ .

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.23 :** Evaluation de la flèche dans la terrasse inaccessible.

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>ij</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>ig</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>ip</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>vg</sub> (cm <sup>4</sup> )	Df (cm)	F <sub>adm</sub> (cm)
4.87	12317.08	23862.12	13091.86	10758.99	10481	16654.94	0.85	0.93

❖ **Plancher étage courant et RDC :**

**Evaluation de la flèche:**

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ij}} ; f_{ig} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}} ; f_{ip} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}} ; f_{vg} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{vg}}$$

$$f_{ij} = \frac{5.09 \times 4.65^2}{10 \times 32164.2 \times 6998.51 \times 10^{-8}} = 4.88mm$$

$$f_{ig} = \frac{7.28 \times 4.65^2}{10 \times 32164.2 \times 6280.89 \times 10^{-8}} = 7.79mm$$

$$f_{ip} = \frac{9.03 \times 4.65^2}{10 \times 32164.2 \times 5974.58 \times 10^{-8}} = 10.16mm$$

$$f_{vg} = \frac{7.28 \times 4.65^2}{10 \times 10721.4 \times 10736.19 \times 10^{-8}} = 13.67mm$$

$$\Delta f_t = f_{vg} - f_{ij} + f_{ip} - f_{ig} = 13.67 - 4.88 + 10.16 - 7.79 = 11.16mm.$$

**Tableau III.24 :** Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant et RDC :

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>ij</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>ig</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>ip</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>vg</sub> (cm <sup>4</sup> )	Df (cm)	F <sub>adm</sub> (cm)
3.91	8323.05	23862.12	6998.51	6280.89	5974.58	10736.19	1.116	0.93

$\Delta f = 1.116cm > f_{adm} = 0.93cm \Rightarrow$  la flèche n'est pas vérifiée..

On augmente la section d'acier  $\Rightarrow A_s = 3 \text{ HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$ .

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{ig} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{ip} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{vg} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{vg}}}$$

$$f_{ij} = \frac{5.09 \times 4.65^2}{10 \times 32164.2 \times 9599.98 \times 10^{-8}} = 3.56 \text{ mm}$$

$$f_{ig} = \frac{7.28 \times 4.65^2}{10 \times 32164.2 \times 8751.11 \times 10^{-8}} = 5.59 \text{ mm}$$

$$f_{ip} = \frac{9.03 \times 4.65^2}{10 \times 32164.2 \times 8380.59 \times 10^{-8}} = 7.24 \text{ mm}$$

$$f_{vg} = \frac{7.28 \times 4.65^2}{10 \times 10721.4 \times 13805.81 \times 10^{-8}} = 1063 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{vg} - f_{ij} + f_{ip} - f_{ig} = 10.63 - 3.56 + 7.24 - 5.59 = 8.72 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 0.872 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.93 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée.}$$

**Tableau III.25 :** Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant et RDC.

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>f<sub>ij</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>f<sub>ig</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>f<sub>ip</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>f<sub>vg</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	Df (cm)	F <sub>adm</sub> (cm)
4.61	11235.57	20405.37	9599.98	8751.11	8380.59	13805.81	0.872	0.93

✓ **Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression a une hauteur de 4 cm dans notre cas. Est armée généralement en treillis soudé sous forme de maillage carré.

○ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

On utilise des ronds lisses de nuance  $f_e = 235 \text{ Mpa}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit  $A_{\perp} = 4 \Phi 6 / \text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2 \perp$  aux poutrelles  $\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots$  n'est pas vérifiée.

On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

○ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.11}{2} = 0.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit :

$$3 \text{ HA } 6/\text{ml} = 0,85 \text{ cm}^2 // \text{ aux poutrelles} \Rightarrow S_t = 33,33 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \dots n'est \text{ pas vérifiée}$$

On prend  $S_t=25\text{cm}$

Pour la facilité de la mise en œuvre on opte pour un T.S (150\*150) mm<sup>2</sup>.

**Schéma de ferrailage de la dalle de compression :**

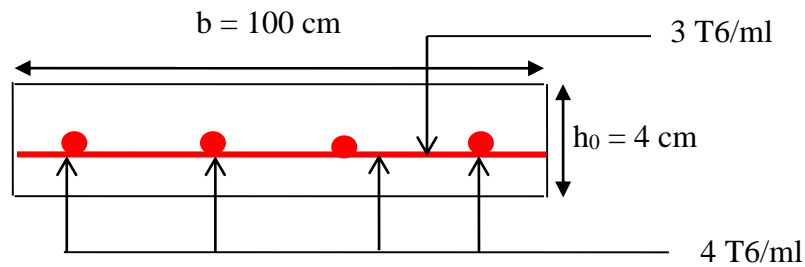


Figure III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

**Schéma de ferrailage des poutrelles :**

Tableau III.26 : Schéma de ferrailage des poutrelles.

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
terrasse			
Etage courant et RDC			

### III.2.2. Plancher en dalle pleines :

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

Dans notre cas en a un seul types de plancher en dalle pleine : dalle sur 3 appuis (D).

#### III.2.2.1. Dalle sur 3 appuis (D) :

On prend :  $L_x=1.5m$ .

$$L_y=1.85m.$$

- **Evaluation des charges :**

$$G=6.71KN/m^2, Q=1.5KN/m^2.$$

$$A \text{ l'ELU} : P_u=(1.35*G+1.5*Q)*1ml=11.31KN/ml.$$

$$A \text{ l'ELS} : P_s=G+Q=8.21 KN/ml.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{1.85} = 0.81$$

- **Calcul des sollicitations :**

- **Calcul de  $M_{x0}$  et  $M_{y0}$**

$$\text{On : } l_x = 1.5m \geq \frac{l_y}{2} = 0.925m$$

$$M_{0u}^x = \frac{P_u \times l_y^3}{24} = 2.98KN.m$$

$$M_{0u}^y = \frac{P_u \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} = 4.27KN.m$$

- **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement**

- **En travée**

$$\begin{cases} M_{tu}^x = 0.85M_{0u}^x = 2.53KN.m \\ M_{tu}^y = 0.85M_{0u}^y = 3.62KN.m \end{cases}$$

- **En appuis**

$$\begin{cases} M_{au}^x = -0.5M_{0u}^x = -1.49KN.m \\ M_{au}^y = -0.5M_{0u}^y = -2.13KN.m \end{cases}$$

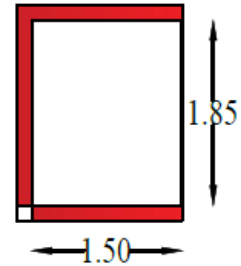


Figure III.7 : dalle sur 3 appuis.



**Effort tranchant**

$$V_x = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 9.18KN$$

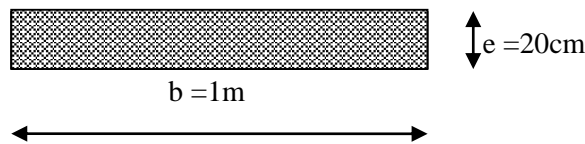
$$V_y = \frac{q_u L_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 10.76KN$$

• **Ferrailage**

On ferraille la partie inférieure de la dalle avec :  $M_t$  au niveau des travées. Et on ferraille la partie supérieure au niveau des appuis avec  $M_a$ .

Le diamètre des barres utilisées doit être  $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{200}{10} \Rightarrow \phi \leq 20mm$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.



**Figure III.8:**Section de la dalle pleine à ferrailer.

Le tableau suivant résume le calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens :

**Tableau III.27 :** Calcul de ferrailage de la dalle sur trois appuis(D)

En travée				
	A calculé (cm <sup>2</sup> /m)	A min (cm <sup>2</sup> /m)	A adopté (cm <sup>2</sup> /m)	S <sub>t</sub> (cm)
<b>Sens-x</b>	0.41	1.75	4HA8=2.01	25
<b>Sens-y</b>	0.58	1.6	4HA8=2.01	25
En appuis				
<b>Sens-x</b>	0.24	1.75	4HA8=2.01	25
<b>Sens-y</b>	0.34	1.6	4HA8=2.01	25

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0.0008$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

**Vérification des espacements :**

Sens x :  $S_t = 25cm \leq \min(3.e; 33cm) = 33cm$  ..... Condition vérifiée.

Sens y :  $S_t = 25cm \leq \min(4.e; 45cm) = 45cm \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

**Vérification des armatures secondaires :**

En travée :  $A_y = 2.01cm^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50cm^2$  vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{10.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.059MPa \leq \tau_{adm} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16MPa \Rightarrow \text{pas d'armature transversale.}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\begin{cases} M_{0s}^x = 2.16KN.m \\ M_{0s}^y = 3.10KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = 0.85M_{0ser}^x = 1.84KN.m \\ M_{tser}^y = 0.85M_{0ser}^y = 2.64KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{aser}^x = -0.5M_{0ser}^x = -1.08KN.m \\ M_{aser}^y = -0.5M_{0ser}^y = -1.55KN.m \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd) = 0$$

$$50y^2 + 30.15y - 542.7 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 330.83$$

$$y = 3cm$$

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

$$I = 7683.75cm^4.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left(\frac{d - y}{y}\right) = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 7.38MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

La fissuration est préjudiciable, alors on ne vérifie que  $\sigma_{bc}$  ( $\sigma_{st}$  est toujours vérifiée).

• **Vérification de la flèche :**

**Remarque :**

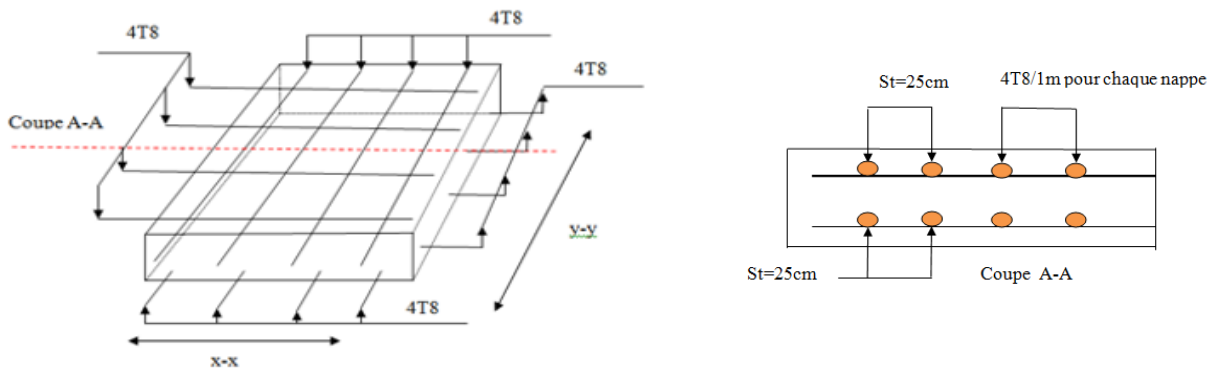
Dans le cas d'une dalle pleine, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h_t}{l} = 0.11 \geq \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_x^t}{20 \times M_a^x}\right) = 0.042 \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.001 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

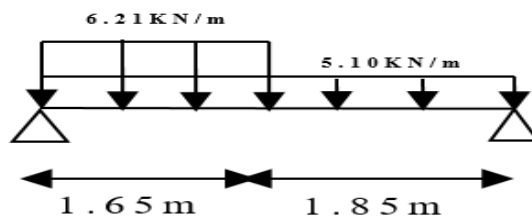
**Schéma de ferrailage :**



**Figure III.9 :** Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

**III.3. Etude des poutres de chaînage :**

**III.3.1. Type 1 :**



**Figure III.10 :** Schéma statique d'une poutre de chaînage.

**III.3.1.1. Dimensionnement :**

D'après le **RPA99/version 2003 (Art 9.3.3)**, les dimensions minimales de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

On opte pour une poutre de chaînage de  $(b \cdot h) = (30 \cdot 20) \text{ cm}^2$ .

**III.3.1.2. Calcul des sollicitations :**

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

❖ **Poids propre :**  $G_p = 25 \times 0.20 \times 0,30 = 1.5 \text{ KN/ml}$ .

$$q_p^u = 2.02Kn/ml.$$

$$q_p^{ser} = 1.5Kn/ml.$$

❖ Poids du plancher à corps creux :

$$q_{cc}^u = (1.35 \times G_{plancher} + 1.5Q) \frac{l_0}{2} = 3.08Kn/m.$$

$$q_{cc}^{ser} = (G_{plancher} + Q) \frac{l_0}{2} = 2.22Kn/m.$$

Avec :  $G_{plancher} = 5.36Kn/m^2$ ,  $l_0 = 0.65m$ ,  $Q = 1.5Kn/m^2$ .

❖ La charge de la dalle pleine :

$$q_m^u = \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} \times q_u \times l_x = 6.21Kn/m.$$

$$q_m^{ser} = \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} \times q_{ser} \times l_x = 4.51Kn/m.$$

$$avec : \begin{cases} q_u = 1.35(G_{dp}) + 1.5 \times Q = 11.30Kn/m^2. \\ q_{ser} = 8.21Kn/m^2. \end{cases}$$

$$G_{dp} = 6.71Kn/m^2, Q = 1.5Kn/m^2, l_x = 1.65m.$$

Donc la charge totale qui revient sur la poutre est :

$$\begin{cases} ELU : q_u^1 = q_{cc}^u + q_p^u = 5.10Kn/m. \\ ELS : q_{ser}^1 = q_{cc}^{ser} + q_p^{ser} = 3.72Kn/m. \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_u^2 = 6.21Kn/m. \\ q_{ser}^2 = 4.51Kn/m. \end{cases}$$

Etude RDM est applicable :

En travée :  $M_u^t = 8.85Kn.m.$   
 $M_{ser}^t = 6.43Kn.m.$

En appuis :  $M_u^a = -0.5M_{0u} \Rightarrow M_u^a = -5.90KN.m$

$$M_{ser}^a = -0.5M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}^a = -4.29KN.m$$

$$V_u = -15.59Kn.$$

III.3.1.3. Ferrailage a l'ELU :

Tableau III.28 : Moments et ferrailages correspondant.

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	8.85	A	0,064	0,082	0,174	1.46	0,68	3HA10 =2.36
Appui	-5.90		0,042	0,054	0,176	0.96	0,68	3HA10 =2.36

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b * d} = \frac{15.59 * 10^{-3}}{0.3 * 0.18} = 0.28MPa$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa) = 3.33MPa.$$

$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow$  Vérifiée. Pas de risque de rupture par cisaillement.

- Vérification des armatures transversale :

On fixe  $S_t=20cm$ . Puis on calcul  $A_{tran}$ .

$$A_{tran} = \frac{0.4 * b * S_t}{f_e} = 0.60cm^2.$$

$$A_{tran} = \frac{\gamma_s * b_0 (\tau_u - 0.3 * f_{c28})}{0.9 * f_e} < 0 \Rightarrow \text{Donc : } A_{tran}=0.60cm^2.$$

Soit un cadre Ø6+étrier Ø6  $\Rightarrow A_{tran}=1.13cm^2$ .

III.3.1.4. Vérification a l'ELS :

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

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux qui suivant:

Tableau III.29 : Moments et ferrillages correspondant.

Position	$M_{ser}$ (KN.m <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}$ (MPa)
En travée	6.43	5.44	7194.36	$4.86 \leq 15$
En appui	4.29	5.44	7194.36	$3.24 \leq 15$

• Vérification de la flèche :

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

- ❖  $l < 8m$ .....vérifiée.
- ❖  $\frac{h}{l} = 0.057 \geq \max(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}) = 0.1$  .....n'est pas vérifiée.
- ❖  $\frac{A}{b \times d} 0.0001 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01$  .....vérifiée.

La première condition n'est pas observée, donc on doit vérifier la flèche à l'ELS.

Tableau III.30 : vérification de la flèche.

$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	observation
0.92	0.30	0.37	0.31	0.68	0.7	vérifiée

III.3.2. Type 2 :

III.3.2.1. Calcul des sollicitations :

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

- ❖ Poids propre :  $G_p = 25 \times 0.20 \times 0,30 = 1.5 \text{ KN/ml}$ .

$q_p^u = 2.02 \text{ Kn/ml}$ .

$q_p^{ser} = 1.5 \text{ Kn/ml}$ .

- ❖ Poids du garde-corps :

$q_{gc}^u = 1.35 \times G_{gc} = 1.35 \text{ Kn/m}$ .

$$q_{gc}^{ser} = 1Kn/m.$$

❖ Poids du plancher à corps creux :

$$q_{cc}^u = (1.35 \times G_{plancher} + 1.5Q) \frac{l_0}{2} = 4.05Kn/m.$$

$$q_{cc}^{ser} = (G_{plancher} + Q) \frac{l_0}{2} = 2.87Kn/m.$$

Avec :  $G_{plancher}=5.36Kn/m^2$ ,  $Q=3.5KN/m^2$ ,  $l_0=0.65m$ ,  $Q=1.5Kn/m^2$ .

$$\begin{cases} q_u = 7.42KN/ml \\ q_s = 5.37KN/ml \end{cases}$$

❖ Calcul des moments :

$$M_0^u = \frac{q \times l^2}{8} = 7.59Kn.m.$$

$$\begin{cases} M_t^u = 0.85 \times M_0^u = 4.92KN.m \\ M_a^u = -2.89KN.m \end{cases}$$

III.3.2.2. Ferrailage à l'ELU :

Tableau III.31 : Moments et ferrailages correspondant.

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	4.92	A	0,011	0,013	0,179	0.79	2.17	3HA10 =2.36
Appui	-2.89		0,006	0,007	0,178	0.46	2.17	3HA10 =2.36

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b * d} = \frac{9.27 * 10^{-3}}{0.3 * 0.18} = 0.17MPa$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa) = 3.33MPa.$$

$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow$  Vérifiée. Pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Vérification des armatures transversales :**

On fixe  $S_t=20\text{cm}$ . Puis on calcul  $A_{\text{tran}}$ .

$$A_{\text{tran}} = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.60\text{cm}^2.$$

$$A_{\text{tran}} = \frac{\gamma_s \times b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})}{0.9 \times f_e} < 0 \quad \Rightarrow \text{Donc : } A_{\text{tran}}=0.60\text{cm}^2.$$

Soit un cadre HA 8+étrier HA 8  $\Rightarrow A_{\text{tran}}=2.01\text{cm}^2$ .

**III.3.2.3. Vérification à l'ELS :**

$$M_0^s = \frac{q \times l^2}{8} = 4.19\text{Kn.m.}$$

$$\begin{cases} M_t^u = 0.85 \times M_0^u = 3.56\text{KN.m} \\ M_a^u = -1.42\text{KN.m} \end{cases}$$

**Tableau III.32 :** Vérification des contraintes.

Position	$M_{\text{ser}}$ (KN.m <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{bc}} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$ (MPa)
En travée	3.56	3.23	8845.88	$1.29 \leq 15$
En appui	-1.42	3.23	8845.88	$0.52 \leq 15$

• **Vérification de la flèche :**

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

- ❖  $l < 8\text{m}$ .....vérifiée.
- ❖  $\frac{h}{l} = 0.08 \geq \max(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}) = 0.064$ ..... vérifiée.
- ❖  $\frac{A}{b \times d} = 0.00031 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01$ .....vérifiée.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.



• Schéma de ferrailage :

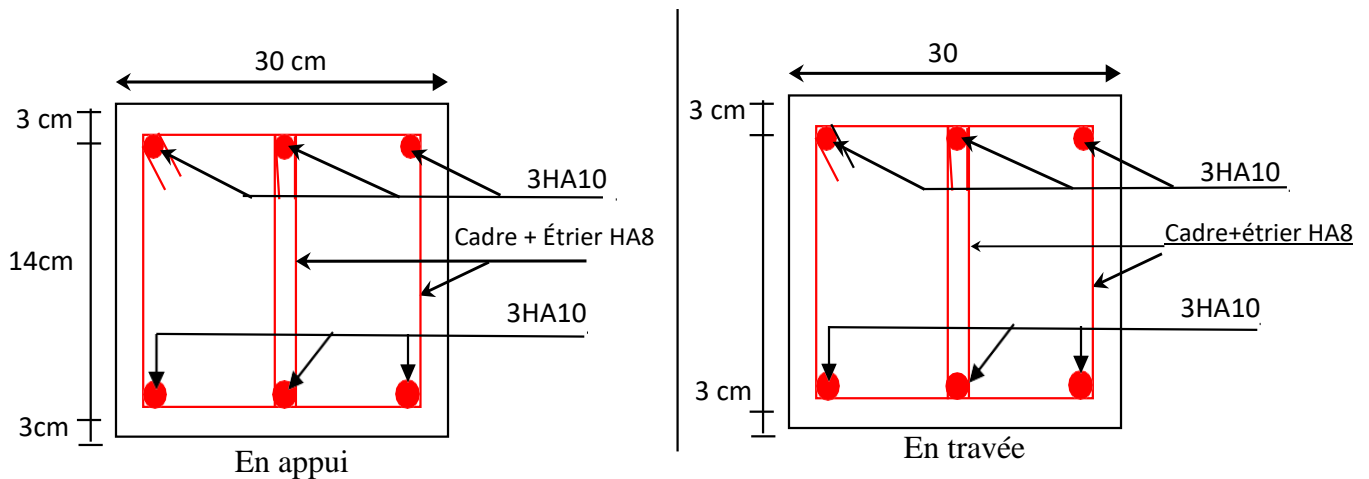


Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.4. L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée soumise à son poids propre, à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

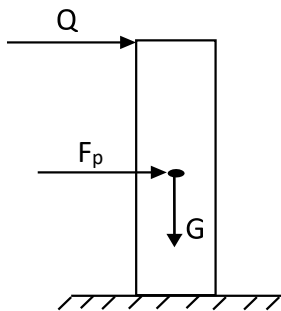


Figure III.12: Modèle de calcul de l'acrotère.

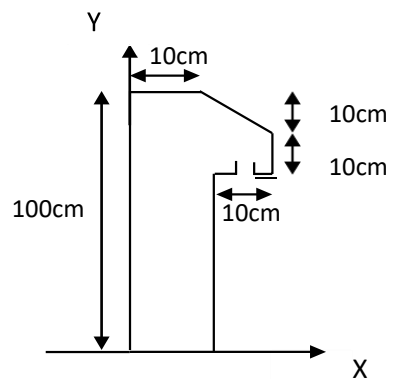


Figure III.13 Coupe transversale de l'acrotère.

III.4.1. Hypothèse de calcul :

Les hypothèses à prendre en compte pour le calcul sont :

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- Type de fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère est sollicité en flexion composée.

➤ Evaluation des charges et surcharges :

❖ poids propre :

$G_t = 2.875 \text{ KN/ml}$ .

❖ charge d'exploitation

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

❖ Force sismique :

La force sismique est donnée par la formule suivante:

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$

$A = 0,15$  (zone II): coefficient d'accélération de la zone.

Avec:  $C_p = 0.8$ : facteur de force horizontale.

$W_p = 3.73 \text{ KN}$  : poids propre de l'acrotère.

Donc,  $F_p = 1,72 \text{ KN}$ .

III.4.2. Calcul des sollicitations :

❖ Calcul de centre de gravité :

$$x_C = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_C = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

$\sum A_i = S$  : (surface de l'acrotère)

$x_C = 6.23 \text{ cm}$

$y_C = 54.93 \text{ cm}$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 3.575 \text{ Kn} \\ M_G = 0 \text{ Kn.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ Kn} \\ M_Q = q \times h = 1 \text{ Kn.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ Kn} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_C = 0.94 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

Tableau III.33 : Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons	ELU Accidentelle	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	3,575	4.83	3.575
M ( KN.m)	1.94	1.5	1

## ❖ Calcul de l'excentricité :

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{u \text{ acc}}}{N_{u \text{ acc}}} = \frac{1.94}{3.575} = 0.54m \\ e_1 = \frac{h_t}{6} = 0.16cm \end{cases}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment  $M_u = N_u \cdot e$ .

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer ( $e_0$ ) par ( $e$ ) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

$e_a$  : excentricité additionnels traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution) qui s'ajoute à l'excentricité résultant des effets appliqués.

$e_2$  : excentricité due aux effets de second ordre, liées à la déformation de la structure.

$e_a = \max(2cm ; l/250) = 2cm \Rightarrow$  portée de l'élément = 100cm.

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

$\phi$  = rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \dots \dots \dots \text{CBA Article A.4.3.5.}$$

$l_f$  : longueur de flambement

$$l_f = 2 \times h = 2m$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2^2}{10^4 \times 0.1} (2 + 0 \times \phi) = 0.024m.$$

$$e = 0.54 + 0.02 + 0.024 = 0.58m.$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 4.83 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.8 \text{ Kn.m}$$

$$M_{UA} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 2.90 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.0416 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.053$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.069 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 1.22 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée:

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 1.10 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{b * d * 0.23 * f_{t28}}{f_e} = \frac{1 * 0.07 * 0.23 * 2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.85 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

❖ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissurations préjudiciable) :

$$V_u = f_p + Q = 1.72 + 1 = 2.75 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.039 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_s = 4\text{HA}8 = 2.04 \text{ cm}^2$ .

➤ **Espacement :**

1. Armatures principale : on adopte  $S_t=25\text{cm}$ .
2. Armatures secondaire: on adopte  $S_t=20\text{cm}$ .

❖ **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

$\sum \mu_i$  : La somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 10.048\text{cm}.$$

$$\zeta_{se} = \frac{2.75 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.07 \times 0.10048} = 0.435\text{MPa}.$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CBA Article.A.6.13}.$$

$\psi_s$  est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{se} < 2.83\text{MPa} \Rightarrow \text{pas de risque par rapport à l'adhérence}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$d=0.07\text{m} ; N_{ser}=3.575\text{Kn} ; M_{ser}=1\text{Kn.m} ; h=1.6 \text{ pour les HR.}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa}.$$

**Position de l'axe neutre :**

$$C = d - e_1$$

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

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} \Rightarrow e_1 = 0.23\text{m}.$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{'c' a l'exterieur de la section} \Rightarrow c = 0.07 - 0.23 = -0.16\text{m}$$

$$c = -0.16\text{m}; y_{ser} = y_c + c; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

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

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) \div b$$

$$p = -3 \times (-0.16)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.07 + 0.16)}{1} \Rightarrow p = -0.073 m^2.$$

$$q = -2 \times (-0.16)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.07 + 0.16)^2}{1} \Rightarrow q = 0.00915 m^3.$$

En remplaçant 'q' et 'y' dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = -0.319m$  ;  $y_{ser} = 0.159m$ .

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A(d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0129 m^3.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.575 \times 10^{-3}}{0.0129} \times 0.159 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0441 MPa < \bar{\sigma}_{adm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ Schéma de ferrailage de l'acrotère :

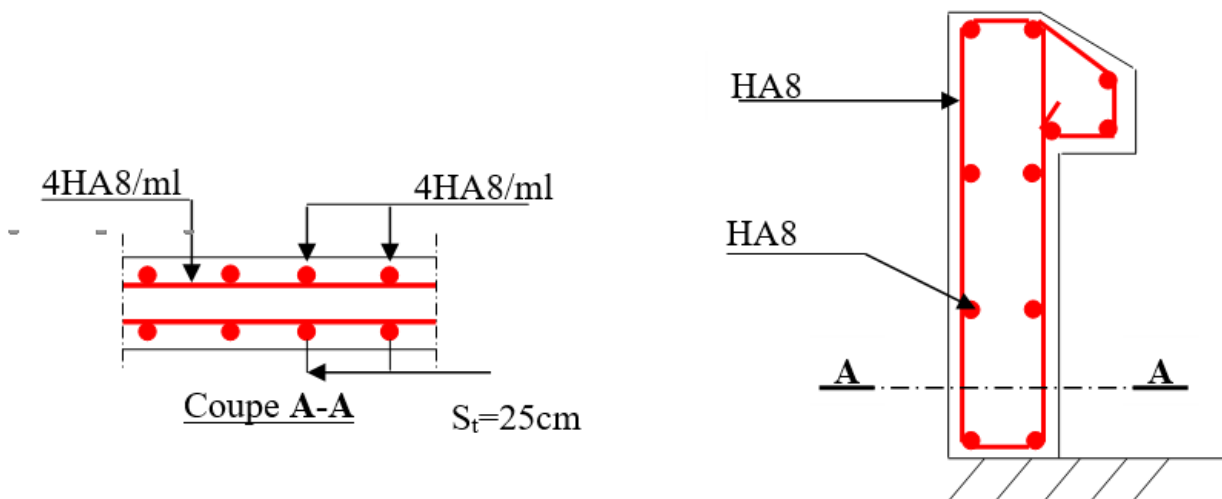


Figure III.14 : schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.5. Les escaliers :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois. Les escaliers de notre structure sont identiques à tous les étages. Ce sont des escaliers à deux volées.

➤ La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$G = 8.80 KN/m^2.$$

$$Q = 2.5 KN/m^2.$$

➤ La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$G = 6.11 KN/m^2.$$

$$Q = 2.5 KN/m^2.$$

- La charge permanente de mur de la périphérie ( $G_m$ ) :

$$G_m = \gamma \cdot v = 2.94 \text{ KN}$$

- ❖ Calcul à l'ELU :

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1 = 15.63 \text{ Kn/m}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1 = 12.00 \text{ Kn/m}$$

- la charge concentrée :

$$q_m = 1.35 \times G_m = 3.96 \text{ Kn}$$

- Schéma statique :

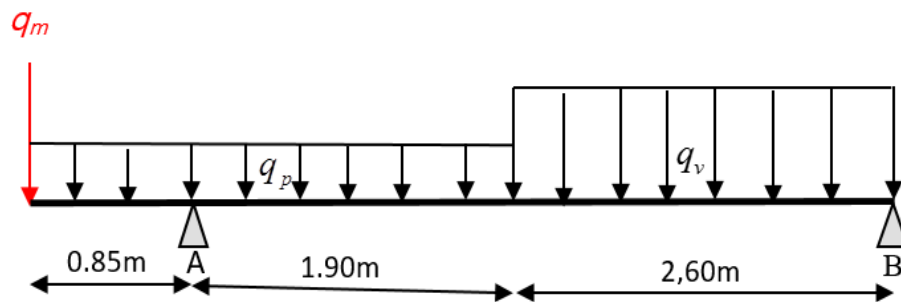


Figure III.15 : Schéma statique avec chargement.

- Calcul des sollicitations :

**Calcul des réactions :**

Après calcul de la RDM, on trouve :

$$R_A = 45.60 \text{ Kn}$$

$$R_B = 32.00 \text{ Kn}$$

**Calcul des moments :**

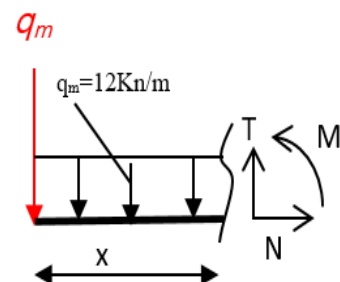
- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 0.85 \text{ m}$ .

$$T = 12 \times x + 3.96$$

$$M = 6 \times x^2 + 3.96 \times x$$

$$\text{pour } : x = 0 \Rightarrow \begin{cases} M = 0 \text{ KN.m} \\ T = 3.96 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{pour } : x = 0.85 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} M = 7.70 \text{ KN.m} \\ T = 14.16 \text{ KN} \end{cases}$$



- 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0.85m \leq x \leq 2.75m$ .

$$T = 12 \times x - 41.64$$

$$M = -6 \times x^2 + 41.61 \times x - 38.76$$

$$\text{pour } : x = 0.85m \Rightarrow \begin{cases} M = -7.70KN.m \\ T = -31.44KN \end{cases}$$

$$\text{pour } : x = 2.75m \Rightarrow \begin{cases} M = 30.41KN.m \\ T = 8.64KN \end{cases}$$

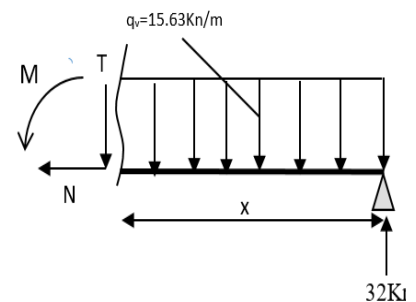
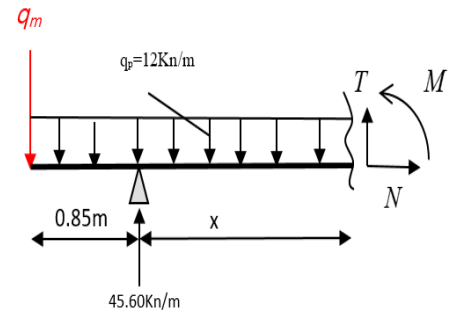
- 3<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.6m$ .

$$T = -15.63 \times x + 32$$

$$M = -7.81 \times x^2 + 32 \times x$$

$$\text{pour } : x = 0 \Rightarrow \begin{cases} M = 0KN.m \\ T = 32KN \end{cases}$$

$$\text{pour } : x = 2.6m \Rightarrow \begin{cases} M = 30.41KN.m \\ T = 8.63KN \end{cases}$$



Calcul  $M^{\max}$  :

$$M^{\max} = M(x).$$

Calcul de x :

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2.04m$$

$$M^{\max} = 32.78 \text{Kn.m.}$$

Calcul des moments réels :

$$M_a = -0.5 * M^{\max} = -16.39 \text{Kn.m}$$

$$M_t = 0.85 * M^{\max} = 27.86 \text{Kn.m}$$

➤ Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec  $M_t^{\max}$  pour une section  $(b \cdot h) = (1 \text{ml} \cdot e)$ , la même chose pour le ferrailage aux appuis avec  $M_a^{\max}$ .

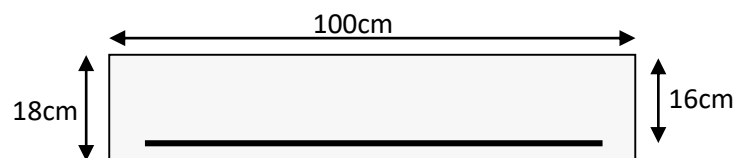


Figure III.16 : Section à ferrailer.



Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.34 : ferrailage de l'escalier.**

Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z(m)$	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Section choisie (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
appui	16.39	0.045	0.057	0.156	3.01	1.93	4HA10=3.14	25
travée	27.86	0.0766	0.099	0.153	5.23	1.93	5HA12=5.65	20

➤ **Les armatures de répartition :**

**Remarque :**

S'il existe un chargement concentré  $A_r = \frac{2}{3} \times A_s$ .

**En travée :**  $A_r = 3.76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  soit :  $A_r = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ;  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**En appui :**  $A_r = 2.09 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  soit :  $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ;  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

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

$$V^{\max} = 31.44 \text{ Kn} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{\max}}{1 \times d} = 0.196 < \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \dots \text{vérifiée}$$

Donc, nous n'avons pas besoin de mettre des armatures transversales.

➤ **Calcul à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton.

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}.$$

**La charge qui revient sur la volée et sur le palier :**

$$q_v = (G_v + Q_v) \times 1 = 11.30 \text{ Kn} / \text{ml}.$$

$$q_p = (G_p + Q_p) \times 1 = 8.61 \text{ Kn} / \text{ml}.$$

$$q_m = 2.94 \text{ Kn}.$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.35 : vérification des contraintes.

R <sub>a</sub> (Kn)	R <sub>b</sub> (Kn)	X (m)	M <sub>0</sub> (Kn.m)	M <sub>ser</sub> (Kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	observation
<b>En travée</b>									
33	26	2.04	29.52	25.09	4.42	14243	7.78	15	<b>vérifiée</b>
<b>En appui</b>									
33	26	2.04	29.52	-14.76	3.44	8787.1	5.77	15	<b>vérifiée</b>

➤ **Vérification de flèche :**

On a :  $\frac{e}{l} = 0.04 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) = 0.06$ .....n'est pas vérifiée.

➤ **Calcul des moments maximaux en travées sous le chargement g, j et p :**

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

Sous g :  $\begin{cases} q_v^g = 8.8Kn/m \\ q_p^g = 6.11Kn/m \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 0.85 \times 17.79 = 15.12Kn.m.$

Sous j :  $\begin{cases} q_v^j = 5.35Kn/m \\ q_p^j = 4.5Kn/m \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 0.85 \times 10.92 = 9.28Kn.m.$

Sous p :  $\begin{cases} q_v^p = 11.20Kn/m \\ q_p^p = 8.61Kn/m \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 15.09Kn.m.$

$\rho = 0.353\%$  ;  $\begin{cases} \lambda_i = 5.95 \\ \lambda_v = 2.38 \end{cases}$  ;  $I_0 = 52566cm^4$  ;  $\begin{cases} E_i = 32164.2MPa. \\ E_v = 1071.4MPa. \end{cases}$

➤ **Calcul des σ<sub>st</sub> :**

$\sigma_{st}^j = 113.17MPa$  ;  $\sigma_{st}^g = 184.39MPa$  ;  $\sigma_{st}^p = 184.03MPa.$

➤ **Calcul des μ :**

$\mu_j = 6.2 \times 10^{-3}$  ;  $\mu_g = 0.21$  ;  $\mu_p = 0.217.$

➤ Calcul des moments d'inertie et des flèches :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fji} = 55765.41cm^4 \\ I_{fgi} = 25704.65cm^4 \\ I_{fpi} = 25237.36cm^4 \\ I_{fvg} = 38553.54cm^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = 1.048mm \\ f_{gi} = 3.703mm \\ f_{pi} = 3.764mm \\ f_{vg} = 7.407mm \end{array} \right.$$

$\Delta f = 6.42mm < \bar{f} = 9mm$ .....la flèche est vérifiée

➤ Schéma de ferrailage :

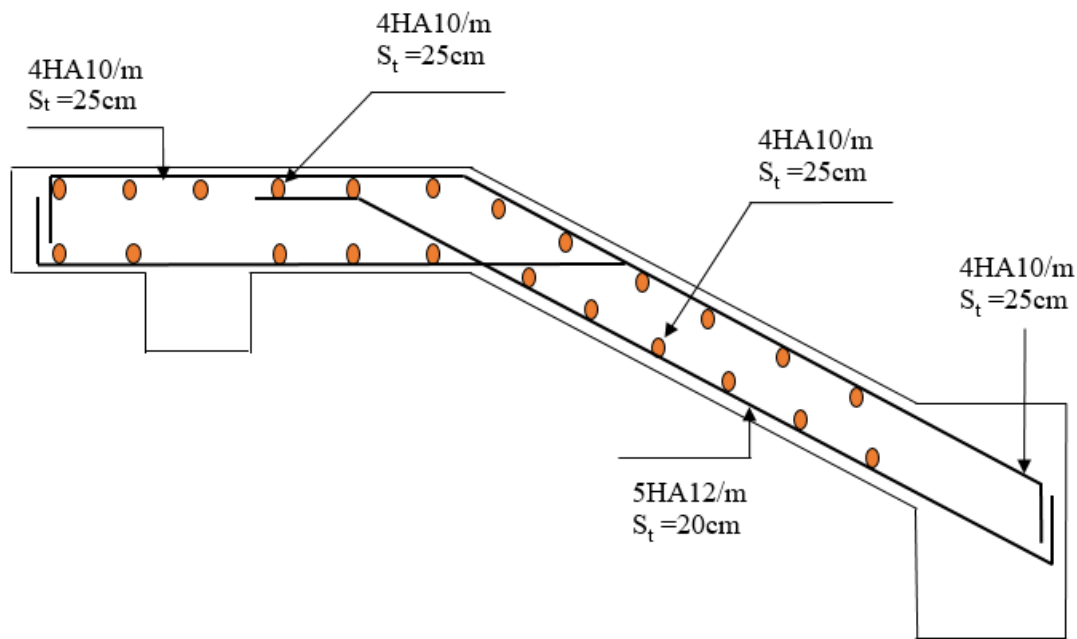


Figure III.17 : schéma de ferrailage des escaliers.

❖ Escalier de la rentrée principale :

➤ Calcul des réactions d'appuis :

$R_a = 21.80Kn.m$

$R_b = 24.70Kn.m$

$M_{tmax} = 19.53$

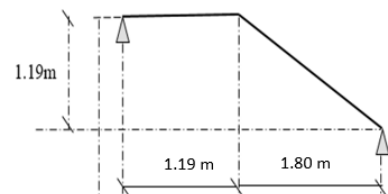


Figure III.18 : Schéma statique.

Tableau III.36 : ferrailage de l'escalier.

Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Section choisie $A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
appui	-9.76	0.0268	0.033	0.157	1.78	1.93	4HA10=3.14	25
travée	16.60	0.0456	0.058	0.156	3.05	1.93	4HA10=3.14	25

➤ Les armatures de répartition :

Remarque :

On a des charges réparties  $\Rightarrow A_r = \frac{A_s}{4}$

En travée :  $A_r = 0.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  soit :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ;  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

En appui :  $A_r = 0.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  soit :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ;  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$V^{\max} = 24.70 \text{ Kn} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{\max}}{1 \times d} = 0.164 < \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \dots \text{vérifiée}$$

Donc, nous n'avons pas besoin de mettre des armatures transversales.

➤ Vérification à l'ELS :

Tableau III.37 : Vérification des contraintes.

$R_a$ (Kn)	$R_b$ (Kn)	X (m)	$M_0$ (Kn.m)	$M_{ser}$ (Kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
<b>En travée</b>									
15.67	17.84	1.58	14.08	11.96	3.43	8787.15	4.66	15	vérifiée
<b>En appui</b>									
15.67	17.84	1.58	14.08	-7.04	3.43	8787.15	2.74	15	vérifiée

➤ **Vérification de flèche :**

On a :  $\frac{e}{l} = 0.04 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) = 0.06$ . .....n'est pas vérifiée.

➤ **Calcul des moments maximaux en travées sous le chargement g, j et p :**

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient

Sous g :  $\begin{cases} q_v^g = 8.8Kn/m \\ q_p^g = 6.11Kn/m \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 0.85 \times 10.69 = 9.08Kn.m.$

Sous j :  $\begin{cases} q_v^j = 5.35Kn/m \\ q_p^j = 4.5Kn/m \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 0.85 \times 6.87 = 5.84Kn.m.$

Sous p :  $\begin{cases} q_v^p = 11.30Kn/m \\ q_p^p = 8.61Kn/m \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 0.85 \times 14.80 = 12.58Kn.m.$

**Tableau III.38 :** Vérification de la flèche.

$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	observation
7.77	9.61	13.32	5.49	5.99	6.6	vérifiée

❖ **Etude de la poutre palière :**

➤ **Dimensionnement :**

D'après la condition de la flèche définie par le **BAEL91** :

$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 23.33cm \leq h \leq 35cm.$

➤ **Exigence du RPA99/2003 :**

$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ h/b < 4 \end{cases}$       Donc, on prend  $(b \cdot h) = (30 \cdot 35) \text{ cm}^2$

➤ **Définition des charges :**

La poutre palière est soumise à :

- **Son poids propre :**  $g_0 = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.62Kn/m$

- Charge transmise de la paillasse  $\begin{cases} ELU : R_{Au} = 46.60Kn / m \\ ELS : R_{As} = 33Kn / m \end{cases}$
- Moment de torsion :  $M_{tor} = M_A \times l / 2$  provoqué par la flexion de la paillasse.

➤ Calcul à la flexion simple :

➤ Calcul des sollicitations :

$$q = \begin{cases} ELU : q_u = 1.35g_0 + R_{Au} = 50.19Kn / m \\ ELS : q_s = g_0 + R_{As} = 36.53Kn / m \end{cases}$$

$$\text{Moments : } M_{0u} = 77.49Kn.m \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0.85M_0 = 66.24Kn.m \\ M_{au} = -0.5M_0 = -38.74Kn.m \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_u = q_u \frac{l}{2} = 87.83Kn$$

➤ Ferrailage a l'ELU :

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.39 : Ferrailage de la poutre palière.

Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	pivot	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>cal</sup> > A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)
appui	-38.74	A	0.0835	0.109	0.315	3.53	1.19	Vérifiée
travée	66.24	A	0.142	0.192	0.304	6.03	1.19	Vérifiée

➤ Contrainte de cisaillement en flexion simple :

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} = 0.88MPa$$

➤ Armatures transversales :

On fixe : S<sub>t</sub>=15 cm et on calcul A<sub>trans</sub>

$$a) A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45cm^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.31cm^2$$

$$A_{trans} = \max(0.45cm^2; 0.31cm^2) \Rightarrow A_{trans} = 0.45cm^2$$

➤ **Calcul à la torsion**

**Moment de torsion :**

$$M_{tor} = -M_a \times \frac{l}{2} = -28.68 Kn.m$$

Avec :  $M_B$  : moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier.

D'après le **BAEL 91**. Dans le cas de la torsion la section réelle ( $b \cdot h$ ) est remplacée par une section creuse équivalente **W** d'épaisseur ( $e = \emptyset/6$ ) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\emptyset = \min(b, h)$  : diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ( $b \cdot h$ ).

$$e = \frac{h}{6} = 5.83 cm \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 705.03 cm^2$$

$$U = 2(b + h) = 130 cm : \text{périmètre de la section de la poutre palière}$$

➤ **Armatures longitudinales :**

$$A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{28.68 \times 10^{-3} \times 1.3}{2 \times 0.0705 \times 348} = 7.59 cm^2$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\text{On fixe : } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times s_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{28.68 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0705 \times 348} = 0.876 cm^2$$

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{28.68 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0705 \times 0.0583} = 3.48 MPa.$$

On doit vérifier :  $\tau_{total}^{tor} = \bar{\tau}$ .

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0.88^2 + 3.48^2} = 3.58 MPa.$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 MPa\right) = 3.33 MPa.$$

Ce qui donne :  $\tau_{total}^{tor} > \bar{\tau}$  .....il y risque de rupture par cisaillement.

Donc on augmente la section :

On prend :  $(b \cdot h) = (35 \cdot 40) cm^2$ .

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple :**

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} = 0.66 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales :**

On fixe :  $S_t = 15 \text{ cm}$  et on calcule  $A_{\text{trans}}$

$$a) A_{\text{trans}} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{\text{trans}} \geq 0.525 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{\text{trans}} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{\text{trans}} \geq 0.043 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{trans}} = \max(0.525 \text{ cm}^2; 0.043 \text{ cm}^2) \Rightarrow A_{\text{trans}} = 0.525 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la torsion :**

**Moment de torsion :**

$$M_{\text{tor}} = -M_a \times \frac{l}{2} = -28.68 \text{ Kn.m}$$

$$e = \frac{h}{6} = 6.66 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 944 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 150 \text{ cm}$ : périmètre de la section de la poutre palière

➤ **Armatures longitudinales :**

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{28.68 \times 10^{-3} \times 1.5}{2 \times 0.0944 \times 348} = 6.12 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\text{On fixe : } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times st}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{28.68 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0944 \times 348} = 0.654 \text{ cm}^2$$

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{28.68 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0944 \times 0.0666} = 2.30 \text{ MPa.}$$

On doit vérifier :  $\tau_{\text{total}}^{\text{tor}} = \bar{\tau}$ .

$$\text{Avec : } \tau_{\text{total}}^{\text{tor}} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{\text{tor}^2}} = \sqrt{0.66^2 + 2.30^2} = 2.39 \text{ MPa.}$$



Ce qui donne :  $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$ .....vérifiée.

➤ **Ferraillage globale :**

**En travée :**  $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 6.03 + \frac{6.12}{2} = 9.09cm^2$

Soit :  $A_{st} = 6 \text{ HA14} = 9.24 \text{ cm}^2$ .

**En appui :**  $A_{sa} = A_{appui}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3.53 + \frac{6.12}{2} = 6.59cm^2$

Soit :  $A_{sa} = 3\text{HA14} + 2\text{HA12} = 6.88 \text{ cm}^2$ .

**Armatures transversales :**  $A_{trans} = A_{trav}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0.525 + 0.654 = 1.17cm^2$

Soit :  $4\emptyset 8 = 2.01cm^2$  (un cadre +étrier).

➤ **Vérification à l'ELS :**

✓ **Vérification des contraintes :**

$q_s = 36.5KN / m$

**Moments :**  $M_{0s} = \frac{q_s \times l^2}{8} = 55.89KN.m \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0.85M_0 = 47.50MN.m \\ M_{as} = -0.5M_0 = -27.49KN.m \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau III.40 :** Vérification des contraintes.

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>adm</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>adm</sub> (MPa)
en travée	47.50	13.83	111829.81	6.75	15	Vérifiée.
En appui	27.49	12.30	89872.68	3.76	15	Vérifiée.

✓ **Vérification de la flèche :**

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

❖  $l = 3.5m < 8m$  .....vérifiée.

❖  $\frac{h}{l} \geq \max(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}) \Leftrightarrow h = 0.4m > 0.29m$ .....vérifiée.

❖  $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow A = 9.24cm^2 < 13.96cm^2$  .....vérifiée.

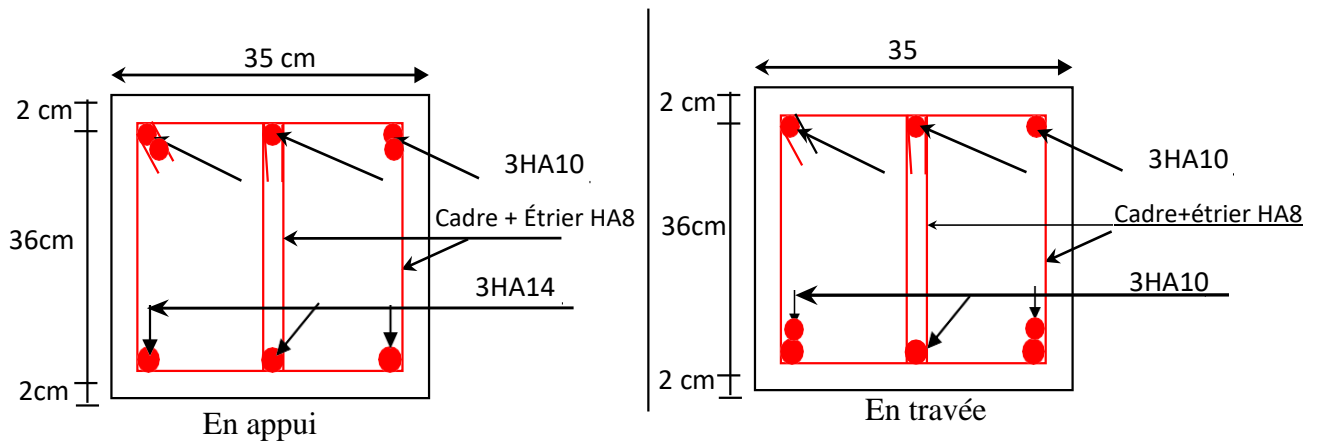


Figure III.19 : schéma de ferrailage de la poutre palière.

### III.6. ÉTUDE DE L'ASCENSEUR

#### III.6.1. Définition :

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

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

#### III.6.2. les caractéristiques : (Annexe IV)

- $V = 0,63 \text{ m/s}$  : Vitesse de levage.
- $P_m = 15 \text{ KN}$  : Charge due à la salle de machine.
- $D_m = 43 \text{ KN}$  : Charge due à l'ascenseur.
- $F_c = 50 \text{ KN}$  : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.
- Course maximale = 50 m.
- $B_s \times T_s = 1,90 \times 2,25 \text{ m}^2$  dimensions de la gaine.
- le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 50 = 15 + 5 + 43 = 63 \text{ KN}$$

#### III.6.3. Etude de la dalle pleine de local machine :

La dalle est appuyée sur quatre appuis, donc pour déterminer son épaisseur on a :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

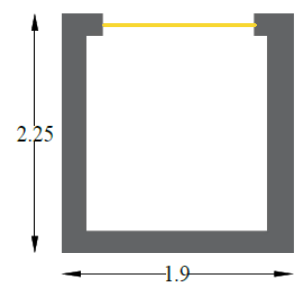


Figure III.20 : coupe transversal de l'ascenseur.

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, alors on prend une épaisseur de **h=15cm**.

On doit calculer surface d'impact U\*V

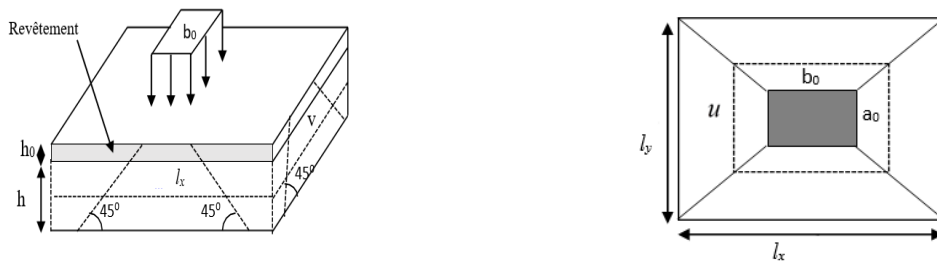


Figure III.21 : Schéma représentant la surface d'impact.

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

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimension // } a \text{ l}_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimension // } a \text{ l}_y \end{cases}$$

Avec :  $(a_0 \times b_0) = (80 \times 80)$

$h_1$  : épaisseur de revêtement (5cm).

$e$  : coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé  $e = 1$ ).

$$\begin{cases} U = 115 \text{ cm} \\ V = 115 \text{ cm} \end{cases} ; \begin{cases} l_x = 190 \text{ cm} \\ l_y = 225 \text{ cm} \end{cases}$$

### III.6.3.1. Evaluation des moments sous charge concentrée :

#### a) $M^{x1}$ et $M^{y2}$ du système :

$M_{x1}$  et  $M_{x2}$  sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie selon le

#### BAEL 91 :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_u \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_u \end{cases}$$

Avec  $\nu$  : est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0.2)

$M^1$  et  $M^2$  : données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXE III]

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 ; \frac{U}{l_x} = 0.61 ; \frac{V}{l_y} = 0.51$$

D'où :  $M^1 = 0.081$  ,  $M^2 = 0.085$

$$q_u = 1.35 \times p \Rightarrow q_u = 85.05 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 0.081 \times 85.05 = 6.90 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 0.085 \times 85.05 = 7.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**b)  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  du système :**

$M_{x2}$  et  $M_{y2}$  sont dus aux poids propre et la charge d'exploitation d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 0.84 > 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases} \dots\dots\dots \text{[ANNEXE II].}$$

**Le poids de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)**

$G^2 = 6.74 \text{KN/m}^2$

$Q^2 = 1 \text{KN/m}^2$ .

$\Rightarrow q_u = 10.60 \text{KN/m}$

$$\begin{cases} M_{x2} = 1.98 \text{KN.m} \\ M_{y2} = 1.32 \text{KN.m} \end{cases}$$

**La superposition des moments donne :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.90 + 1.98 = 8.88 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.23 + 1.32 = 8.55 \text{KN.m} \end{cases}$$

**III.6.3.2. Ferrailage :**

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de  $h=15\text{cm}$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 7.55 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 7.27 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.4 \times M_x = 3.55 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.4 \times M_y = 3.42 \text{KN.m} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.41 : Ferrailage de la dalle pleine.**

Sens	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_{t.cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{t.adoptée}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{a.cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{a.adoptée}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
X-X	7.55	3.55	1.69	4HA8=2.01	0.79	1.2	3HA8=1.51
Y-Y	7.27	3.42	1.63	4HA8=2.01	0.76	1.2	3HA8=1.51

**III.6.3.3. Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisé est éloigné des bords de la dalle, il faut vérifie que :

$$Q_u = 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$Q_u$  : la charge de calcul à l'état limite.

$U_c$  : périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 \times (U + V) = 460 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} Q_u = 85.05 \text{ KN} \\ 0.045 \times 4.6 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 517 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

**III.6.3.4. Vérification de l'effort tranchant :**

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge (milieu),  $U=V$

$$T^u = T^v = \frac{q_u}{3 \times u} = 73.95 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T^u}{3 \times u} = 0.568 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.568 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**III.6.3.5. Calcul à l'ELS :**

**Moment engendré par le système de levage :**

$$Q_{ser} = 63 \text{ KN}.$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 6.17 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 6.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moment due aux poids propre de la dalle :**

$$q_{ser} = 6.74 + 1 = 7.74 \text{ KN / m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 1.64 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**La superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = 7.81 \text{ KN.m} \\ M_y = 7.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier la condition suivant :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \times \sigma_{bc} \left( \frac{d-y}{y} \right) \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$F.N : \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right)$$

On a :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 6.64 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 6.48 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.4 \times M_x = 3.12 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.4 \times M_y = 3.05 \text{KN.m} \end{cases}$$

On prend  $M_t = 6.64 \text{KN.m}$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd) = 0 \Rightarrow y = 3.06 \text{cm}$$

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

$$I = 5490.17 \text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 3.7 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 180.33 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **La flèche :**

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

$$\diamond \frac{h}{l} = 0.079 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) = 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **Schéma de ferrailage :**

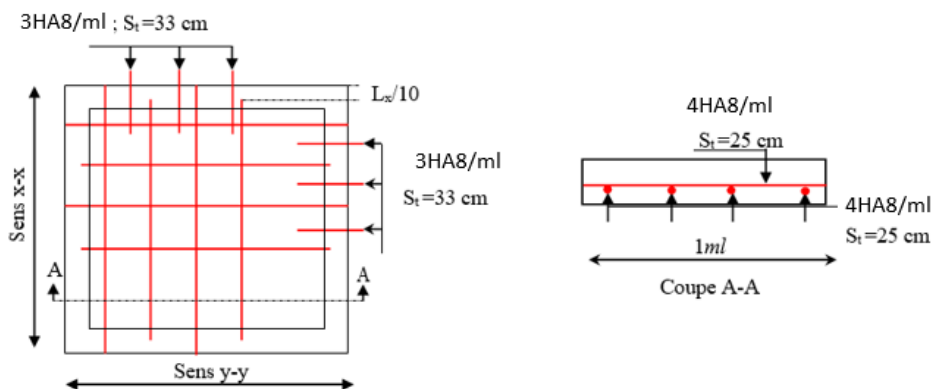


Figure III.22 : Schéma de ferrailage de la dalle du local machine.

III.6.4. Étude de la dalle au-dessous de l'ascenseur :

Les dimensions sont les mêmes (225\*190 et h=15cm).

- Poids propre de la dalle et de revêtement :  $G_1 = 6.74 \text{KN/m}^2$ .

- Poids propre de l'ascenseur :  $G_2 = \frac{F_e}{S} = \frac{50}{1.9 \times 2.25} = 11.70 \text{KN} / \text{m}^2$

$G_{total} = G_1 + G_2 = 18.44 \text{KN} / \text{m}^2$

$q_u = 1.35 \times G_{total} = 24.89 \text{KN} / \text{m}^2$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow$  La dalle travail dans les deux sens.

**III.6.4.1. Evaluation des moments à l'ELU :**

$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 4.45 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_{x2} = 3.10 \text{KN.m} \end{cases}$

$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 3.78 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 2.64 \text{KN.m} \end{cases}$

$\begin{cases} M_{ax} = 0.4 \times M_x = 1.78 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.4 \times M_y = 1.24 \text{KN.m} \end{cases}$

On prend  $M_t = 6.64 \text{KN.m}$

$\begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases}$

**III.6.4.2. Ferrailage :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.42 : Ferrailage de la dalle pleine.**

Sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>t.cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>t.adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>a.cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>a.adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
X-X	3.78	1.78	0.84	3HA10=2.36	0.39	1.2	3HA8=1.51
Y-Y	2.64	1.24	0.58	3HA10=2.36	0.27	1.2	3HA8=1.51

**III.6.4.3. Calcul à l'ELS :**

$q_u = 18.44 \text{KN} / \text{m}^2$

$\begin{cases} M_x = 3.90 \text{KN.m} \\ M_y = 2.99 \text{KN.m} \end{cases}$

$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 3.32 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 2.54 \text{KN.m} \end{cases}$

$\begin{cases} M_{ax} = 0.4 \times M_x = 1.56 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.4 \times M_y = 1.20 \text{KN.m} \end{cases}$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier la condition suivant :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \times \sigma_{bc} \left( \frac{d-y}{y} \right) \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

F.N :  $\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$

On prend  $M_t = 3.32 \text{KN.m}$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd) = 0 \Rightarrow y = 2.70 \text{cm}$$

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

$$I = 4411.69 \text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 2.03 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 116.27 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

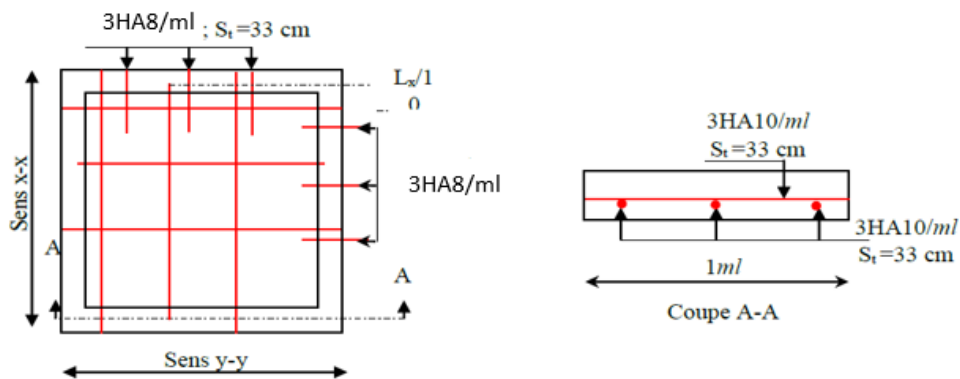
• **La flèche :**

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

❖  $\frac{h}{l} = 0.079 \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) = 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

❖  $\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0018 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

• **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.23.** Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.



# Chapitre IV

## Etude dynamique

### IV.1. Introduction :

Le séisme correspond à une vibration soudaine du sol, provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique, afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

L'intérêt de cette étude, est de permettre la réalisation des structures pouvant résister avec succès aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles sont soumises. C'est pourquoi, elles devraient être conçues et construites conformément aux règles parasismiques en vigueur, qui prévoit des mesures adéquates leur permettant une fois réalisées, de fournir un degré de sécurité acceptable aussi bien aux vies humaines qu'aux biens matériels.

Selon le **RPA99/version 2003** (3.4.article.1.a), tout ouvrage dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone II<sub>a</sub> sera contreventé par un système de voiles ou de voiles-portiques.

Dans le cadre de notre travail nous avons tenté d'analyser et d'étudier un R+8 contreventé par voile-portique avec le logiciel SAP 2000 version 2014.

### IV.2. METHODES DE CALCUL

Les règles parasismiques (RPA99 version 2003) offrent trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse 23m, à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan et en élévation. Selon les exigences du RPA99 addenda 2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique a la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99 addenda 2003 article 4.3.6).

#### IV.2.1. Méthode statique équivalente :

##### ➤ Principe de la méthode :

Selon le **RPA99 Art (4.2.1)** les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives, dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ **Condition d'application de la méthode :**

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autre condition complémentaire énumérées dans le **RPA99** (Article 4.1.2).

➤ **Calcul de la force sismique totale à la base :**

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{Article 4.2.3 (RPA99 addenda 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

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

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement.

W : poids total de la structure.

**IV.2.1.1. Détermination des coefficients**

▪ **Le coefficient d'accélération de la zone A**

Notre ouvrage est implanté à Bejaia, zone classé IIa selon le RPA99 addenda 2003, cet ouvrage est courant et d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation), il est de ce fait classé dans le groupe d'usage (2).

Le coefficient A vaut donc :  $A=0.15$  selon le **tableau 4.1 (RPA99 addenda2003)**.

▪ **Le facteur d'amplification dynamique moyen D**

Le facteur d'amplification dynamique D, est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique (**Tableau 4.2 RPA99 addenda 2003**).

$\xi = 8.5\%$

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol établi par LHNC, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S2.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques :  $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$  (**RPA99 addenda 2003**).

▪ **Le facteur de qualité Q**

$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

Avec  $P_q$  : pénalité correspondante au critère q (tableau 4.4 du RPA99 addenda 2003)

**Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités  $P_q$**

Critère Q	Valeurs de $P_q(x)$		Valeurs de $P_q(y)$	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses	/	0.05	/	0.05
Redondance en plan	/	0.05	/	0.05
Régularité en plan	/	0.05	/	0.05
Régularité en élévation	0	/	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	0	/	0	/
Contrôle de la qualité de la construction	0	/	0	/

$Q_x = Q_y = 1.15$

▪ **Coefficient de comportement global de la structure R**

Système de contreventement de notre structure étant mixte voiles portique avec interaction,  $R=5$  (**Tableau 4.3 RPA99addenda 2003**)

#### IV.2.1.2. Estimation de la période fondamentale de la structure T

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 addenda2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

**Avec :**

$h_N$  : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $h_N = 27.54m$ .

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 addenda 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé,  $C_T = 0.05$

$$T = 0.05 \times 27.54^{\frac{3}{4}} = 0.601s$$

$L_x = 27.10m$  ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 18m$  ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{27.10}} = 0.618s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{18}} = 0.759s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.601s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.601s$$

$$0.5 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.601}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.80$$

$$0.5 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.601}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.80$$

#### IV.2.1.3. Poids total de la structure

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation} \\ 0.6 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases} \quad \text{Tableau 4.5 du RPA99 addenda 2003}$$

$$\Rightarrow W = 42926462KN$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.80 \times 1.15}{5} \times 4251095 = 2639.92KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.80 \times 1.15}{5} \times 4251095 = 2639.92KN$$

#### IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

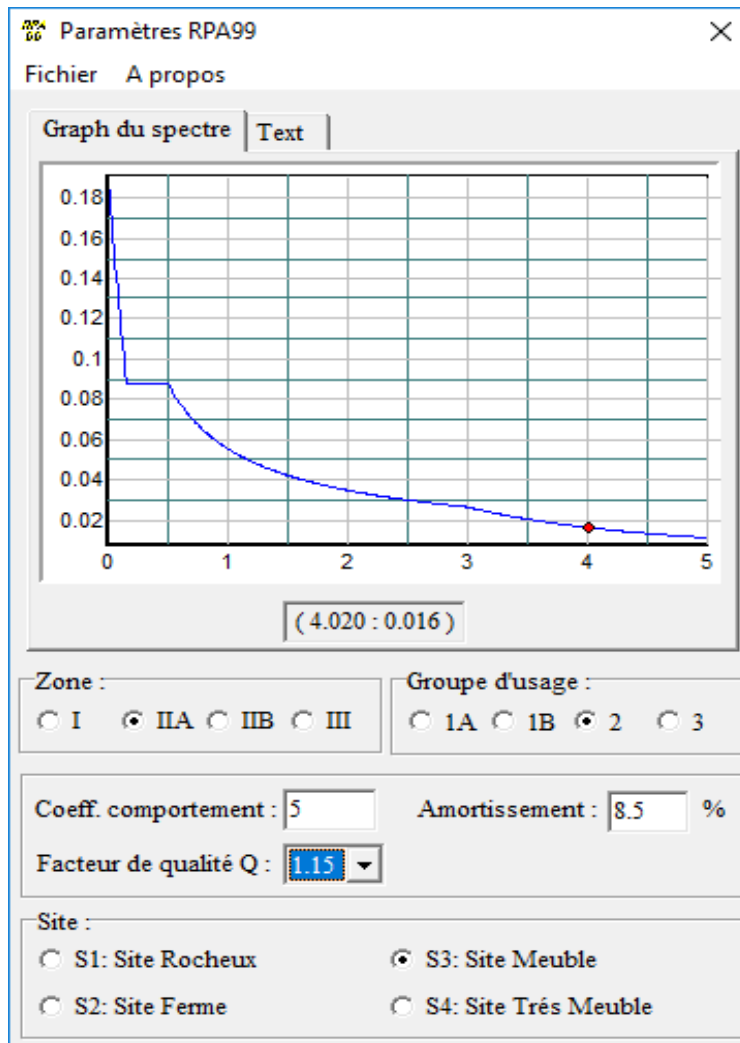
Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Pour notre étude le spectre de repense est donnée par le logiciel (spectre).

La figure suivante donne le spectre obtenu :



**Figure IV.1 :** spectre obtenu.

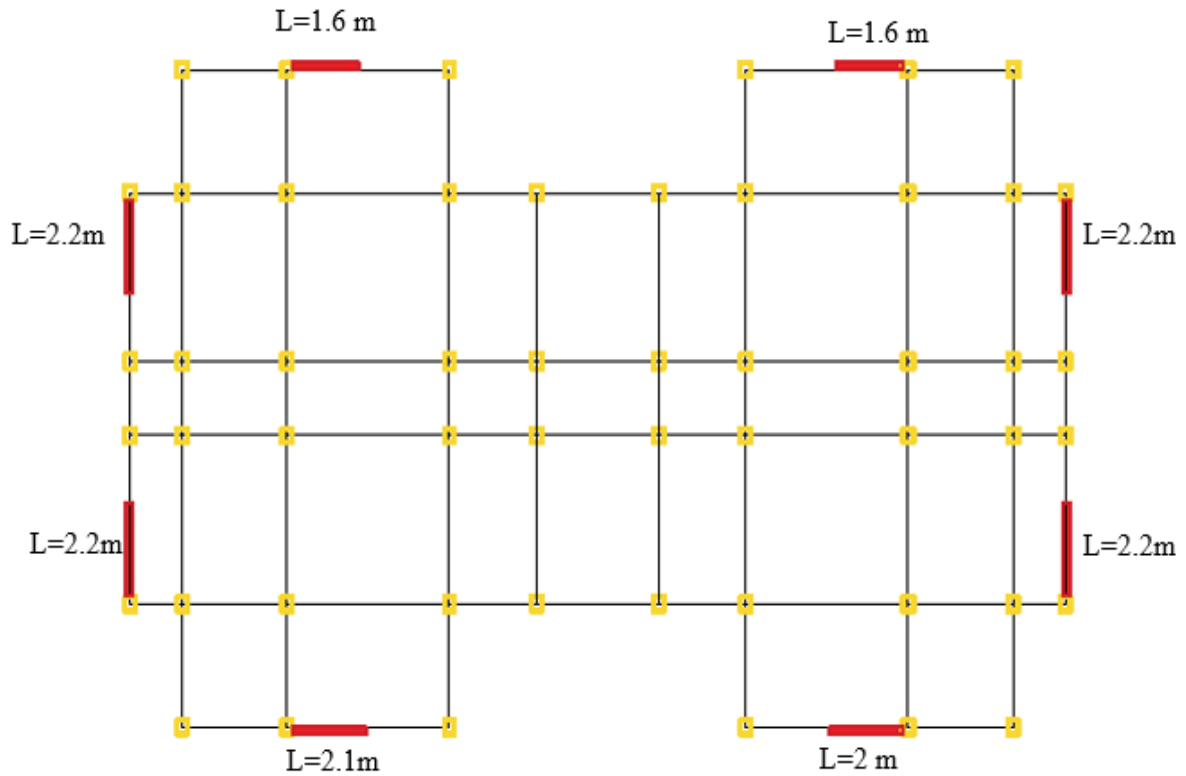
Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise le logiciel d'analyse SAP 2000.

### IV.3. Modélisation de la structure et résultats :

#### IV.3.1. Disposition des voiles de contreventement :

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003, plusieurs essais de disposition de voiles ont été testés.

La disposition pour laquelle nous avons opté est représentée sur la figure suivante :



**Figure IV.2:** disposition des voiles de contreventement.

La disposition obtenue après plusieurs essais, nous a donné un bon comportement de la structure tout en satisfaisant les autres critères.

Les dimensions des poteaux sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2 :** section des poteaux adoptés.

Niveaux	RDC+1 <sup>er</sup> étage	2,3 <sup>eme</sup> étage	4,5 <sup>eme</sup> étage	6,7 <sup>eme</sup> étage	8 <sup>eme</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30

Les dimensions des poutres sont les suivantes :

- Poutre principale : (b\*h) = (30\*35) cm<sup>2</sup>.
- Poutre secondaire : (b\*h) = (30\*35) cm<sup>2</sup>.



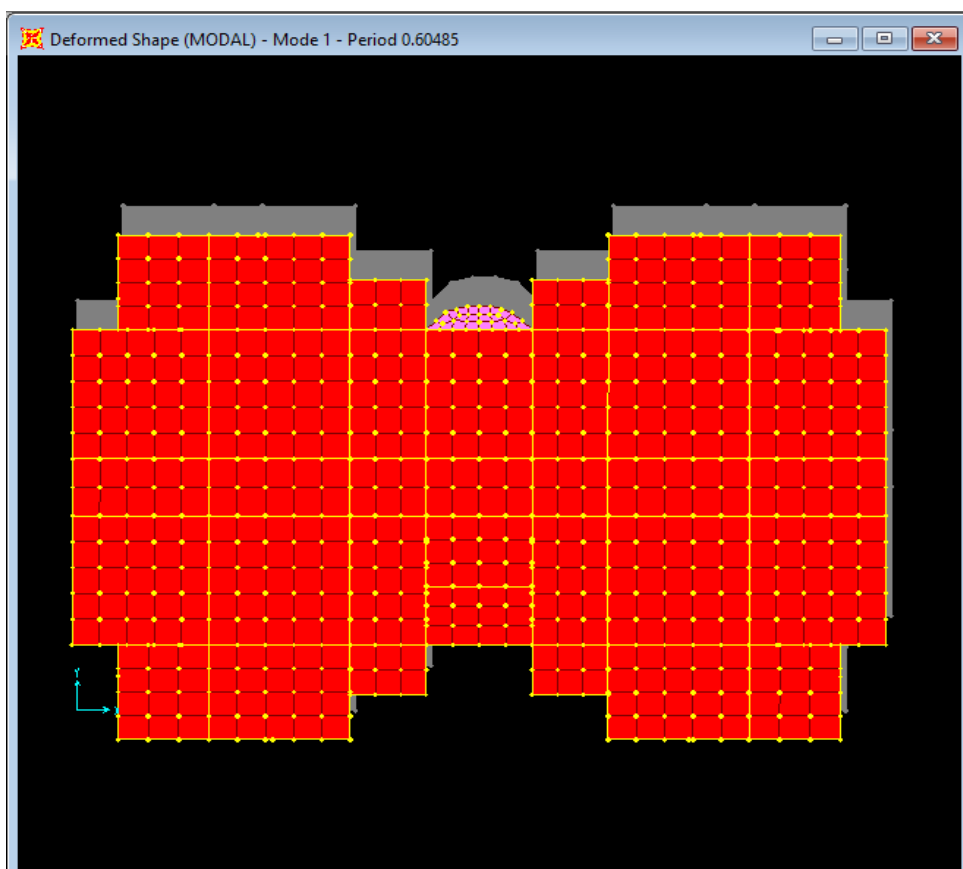
## IV.3.2. mode de vibration et taux de participation des masses :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.3** : mode de vibration et taux de participation des masses.

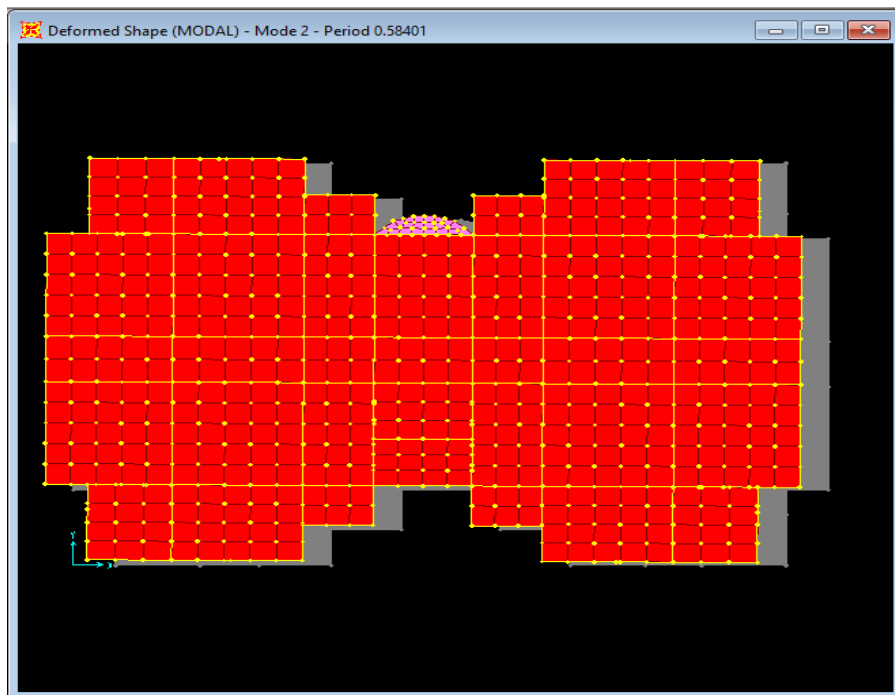
mode	Période	Mode individuel		Somme cumulée	
	Sec	UX	UY	UX (%)	UY (%)
1	0.604846	0.02179	0.69718	02.179	69.718
2	0.584012	0.71795	0.0213	73.975	71.848
3	0.498411	0.00193	0.00003427	74.168	71.851
4	0.205561	0.0377	0.10973	77.938	82.824
5	0.202595	0.09653	0.04261	87.591	87.085
6	0.162142	0.00011	0.000002957	87.602	87.086
7	0.114456	0.04982	0.0014	92.584	87.226
8	0.110781	0.00116	0.05513	92.7	92.739
9	0.084919	0.00035	0.00000269	92.735	92.739
10	0.084248	1.495E-07	3.734E-07	92.735	92.739
11	0.076855	0.02543	0.00031	95.278	92.77
12	0.075762	0.00228	0.00018	95.506	92.788

Mode 1 : translation selon y (T=0.604846 s).



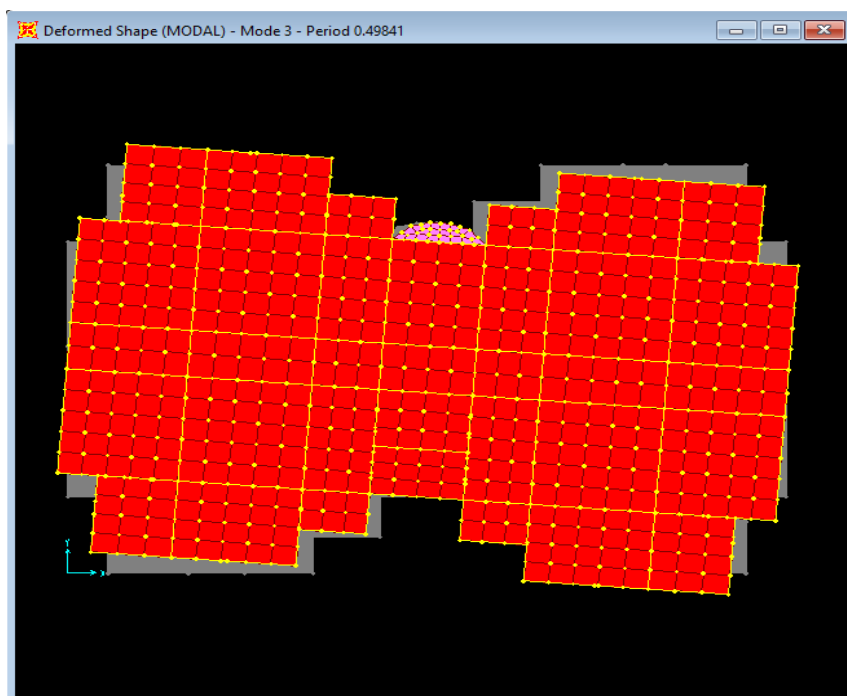
**Figure IV.3** : Mode 1.

Mode 2 : translation selon x ( $T=0.584012$  s).



**Figure IV.4** : Mode 2.

Mode 3 : torsion selon ( $T=0.498411$  s).



**Figure IV.5** : Mode 3.

Pour cette disposition des voiles et les dimensions des poteaux, on remarque que la participation modale du premier mode suivant la direction y-y est prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant le sens y, telle montré sur la Figure IV.3, et on constate que le deuxième mode est aussi un mode de translation selon le sens X-X telle montré sur la Figure IV.4 et une torsion en mode 3.

Il est remarquable également que dans notre analyse que (8) modes de vibration sont suffisants pour avoir un pourcentage de participation supérieure à 90% dans les deux sens.

#### IV.4. Vérification:

##### ➤ Vérification de la résultante des forces sismique

En se référant à l'article 4.3.6 du **RPA99/version 2003**, qui stipule que la résultante des forces sismique à la base V obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

**Tableau IV.4** : vérification de la résultante des forces

Sens	V <sub>dy</sub>	V <sub>st</sub>	0.8*V <sub>st</sub>	observation
x-x	2611.696	2639.92	2111.963	<b>vérifiée</b>
y-y	2489.23	2639.92	2111.936	<b>vérifiée</b>

##### ➤ Vérification de l'effort normal réduit (V) :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} < 0.3 \quad \text{RPA99/V2003 (Article 7.1.3.3).}$$

Tel que :

$N_d$  : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

$f_{c28}$  : résistance caractéristique à la compression.

Tableau IV.5 : vérification de l'effort normal réduit.

	<b>P</b>	<b>B</b>	<b>Fc28</b>	<b>u</b>	
<b>Niveaux</b>	<b>KN</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>	<b>Mpa</b>	<b>KN</b>	<b>Remarque</b>
<b>RDC</b>	-1627.643	2500	25	-0.260423	vérifiée
<b>1</b>	-1429.834	2500	25	-0.228773	vérifiée
<b>2</b>	-1235.523	2025	25	-0.244054	vérifiée
<b>3</b>	-1047.404	2025	25	-0.206895	vérifiée
<b>4</b>	-861.404	1600	25	-0.215351	vérifiée
<b>5</b>	-679.909	1600	25	-0.169977	vérifiée
<b>6</b>	-498.886	1225	25	-0.162902	vérifiée
<b>7</b>	-320.497	1225	25	-0.104652	vérifiée
<b>8</b>	-138.853	900	25	-0.061712	vérifiée

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

➤ **Justification de l'interaction voile-portique :**

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

✓ **Sous charge verticales :**

On doit vérifier que :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.6 : vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	les charges reprises		pourcentage repris	
	portique KN	voile KN	portique %	voile %
<b>RDC</b>	42484.704	4548.725	90.32874044	9.671259563
<b>1</b>	35733.089	5143.577	87.41683825	12.58316175
<b>2</b>	30411.307	5496.797	84.69204333	15.30795667
<b>3</b>	25644.151	4875.586	84.02480991	15.97519009
<b>4</b>	20807.558	4323.077	82.79758152	17.20241848
<b>5</b>	16366.036	3532.04	82.24933908	17.75066092
<b>6</b>	11894.869	2770.056	81.11101148	18.88898852
<b>7</b>	7744.098	1826.388	80.91645503	19.08354497
<b>8</b>	3644.455	880.63	80.5389291	19.4610709

On constate que l'interaction sous charges verticales est vérifiée dans tous les niveaux.

✓ **Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.7 : vérification de l'interaction sous charges horizontales.

niveaux	SENS X-X			sens Y-Y		
	portique %	voile %	V KN	portique %	voile %	V KN
<b>1</b>	63.215784	36.7842	1484.1	59.112241	40.887759	1432.143
<b>2</b>	73.42679	26.5732	1708.12	69.640699	30.359301	1526.779
<b>3</b>	70.296193	29.7038	1544.08	65.466794	34.533206	1426.327
<b>4</b>	77.725645	22.2744	1579.03	74.216385	25.783615	1492.634
<b>5</b>	66.671345	33.3287	1197.04	65.351365	34.648635	1171.384
<b>6</b>	73.87347	26.1265	1132.14	73.59546	26.40454	1132.484
<b>7</b>	59.401534	40.5985	715.956	61.259819	38.740181	750.385
<b>8</b>	69.626322	30.3737	593.806	74.33157	25.66843	657.711
<b>9</b>	53.621372	46.3786	286.588	61.787462	38.212538	339

On constate que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

Donc l'interaction voiles-portique est vérifiée.

✓ **Calcul des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (\text{Art : 4.4.3})$$

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

R : coefficient de comportement (R = 5)

Le déplacement relatif de niveau k par rapport au niveau k-1 est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{Art : 4.4.3})$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (art 5.10 RPA99).

**Tableau IV.8 :** vérification des déplacements.

Niveaux	sens X-X					sens X-X			
	hk (m)	δk (m)	δk-1 (m)	Δk (m)	Δk / hk (%)	δk (m)	δk-1 (m)	Δk (m)	Δk / hk (%)
1	3.06	0.0035	0	0.0035	0.001143791	0.003	0	0.003	0.0009804
2	3.06	0.0085	0.0035	0.005	0.001633987	0.008	0.003	0.005	0.001634
3	3.06	0.0145	0.0085	0.006	0.001960784	0.014	0.008	0.006	0.0019608
4	3.06	0.0205	0.0145	0.006	0.001960784	0.0205	0.014	0.0065	0.0021242
5	3.06	0.027	0.0205	0.0065	0.002124183	0.027	0.0205	0.0065	0.0021242
6	3.06	0.033	0.027	0.006	0.001960784	0.034	0.027	0.007	0.0022876
7	3.06	0.0385	0.033	0.0055	0.001797386	0.0405	0.034	0.0065	0.0021242
8	3.06	0.043	0.0385	0.0045	0.001470588	0.046	0.0405	0.0055	0.0017974
9	3.06	0.047	0.043	0.004	0.00130719	0.05	0.046	0.004	0.0013072

D'après le tableau ci-dessus nous ne constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta k_{\max} = 0.7 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}.$$

✓ **Justification vis-à-vis de l'effet P-D :**

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 \quad (\text{Art : 5.9})$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi}) \quad (\text{Art : 5.9})$$

$V_k$  : Effort tranchant d’étage au niveau k

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

$h_k$  : hauteur d’étage (k)

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : Les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculés au moyen d’une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$ .

Si  $\theta_k > 0.20$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner

**Tableau IV.9** : Vérification des effets p-D

Niveau	hk (m)	Pk (t)	Vk (t)	sens X-X		sens Y-Y		
				$\delta_{ek}$ (m)	$\theta$	Vk (t)	$\delta_{ek}$ (m)	$\theta$
1	3.06	42447.831	2347.67	0.0007	0.020680692	2347.67	0.0006	0.0177263
2	3.06	36864.378	2326.294	0.0017	0.025893508	2326.294	0.0016	0.0258935
3	3.06	32388.211	2196.54	0.0029	0.028911969	2196.54	0.0028	0.028912
4	3.06	27532.805	2031.547	0.0041	0.026573784	2031.547	0.0041	0.0287883
5	3.06	22676.664	1795.44	0.0054	0.026828735	1795.44	0.0054	0.0268287
6	3.06	17977.064	1532.538	0.0066	0.023000503	1532.538	0.0068	0.0268339
7	3.06	13276.811	1205.282	0.0077	0.019799142	1205.282	0.0081	0.023399
8	3.06	8715.215	852.847	0.0086	0.015027892	852.847	0.0092	0.0183674
9	3.06	4192.906	534.466	0.0094	0.010254951	534.466	0.01	0.010255

La condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d’où l’effet de seconde ordre ou effet P- $\Delta$  peut être négligé.

**IV.5. Conclusion :**

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel sap2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs et d’avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l’analyse de la structure.

Pour notre ouvrage, après plusieurs dispositions nous avons retenue celle qui vérifie toutes les exigences du RPA99 addenda 2003 (période de vibration, interaction, taux de participation massique, effet P- $\Delta$ , effort normal réduit).

# Chapitre V

## Etude des éléments structuraux



**V.1. Introduction :**

Les éléments principaux, sont des éléments qui interviennent dans la résistance aux actions Sismique d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

**V.2. Etude des poutres :****V.2.1. 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.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après la détermination des sollicitations 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 données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003 suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

$$G + Q - E$$

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

**RPA99/Version 2003 (Art 5.2)**

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (30×35).
- poutres secondaires (30×35).

**V.2.2. Recommandation du RPA 99/V2003 :****a) Coffrage :**

- Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{RPA99 (Art 7.5.1)}$$

### b) Ferrailage:

#### - Les armatures longitudinales : RPA99 (Art 7.5.2)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $0.5\% * b * h$  en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$4\% * b * h$  En zone courante.

$6\% * b * h$  En zone de recouvrement.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de :

$40\varnothing^{\max}$  En zone IIa.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle, doit être effectué conformément à la figure V.1, avec des crochets à  $90^\circ$ . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre, soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

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

**Tableau V.1:** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.

Type des poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub>	
			Zone courant	Zone de recouvrement
Principale	30*35	5.25	42	63
secondaire	30*35	5.25	42	63

**- Les armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

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

La valeur du diamètre  $\varnothing_t$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

### V.2.2. dispositions constructives des portiques : (RPA 99)

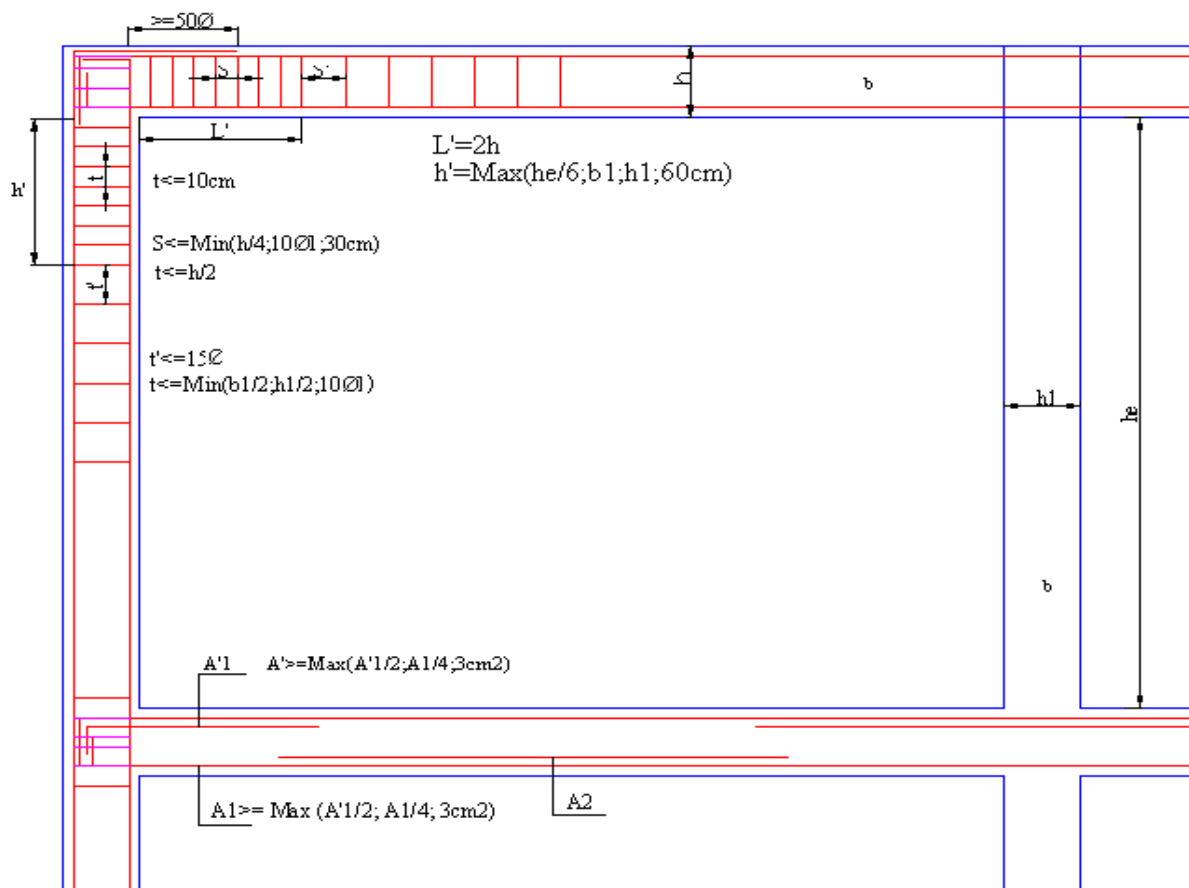


Figure V.1 : Dispositions constructives des portiques

### V.2.3. Ferrailage des poutres :

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

#### a) Armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures ( $A_{min}$ ) du RPA.

#### Exemple de calcul de ferrailage :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30\*35) la plus sollicitée du plancher RDC avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = 37.12 \text{ KN.m} \dots (G + Q - E_y)$$

$$M_a = 29.83 \text{ KNm} \dots (0.8G + E_y)$$

**Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{29.83 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32^2 \times 18.48} = 0.052$$

$$\mu_{bu} = 0.052 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.066$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.311$$

$$A_{st} = \frac{29.83 \times 10^{-3}}{0.311 \times 348} = 2.75 \text{ cm}^2$$

**Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{37.12 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32^2 \times 18.48} = 0.065$$

$$\mu_{bu} = 0.065 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.084$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.309$$

$$A_{st} = \frac{37.12 \times 10^{-3}}{0.309 \times 348} = 3.45 \text{ cm}^2$$

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau V.2:** Ferrailage des poutres.

Etage	Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	L <sub>r</sub> (cm)
Etages courants	Principale	30*35	Appui	2.75	5.25	3HA14+2HA12=6.88	56
			Travée	3.45		5HA12=5.65	48
	Secondaire	30*35	Appui	2.96	5.25	3HA14+2HA12=6.88	56
			Travée	3.01		5HA12=5.65	48
Terrasse	Principale	30*35	Appui	2.18	5.25	3HA14+2HA12=6.88	56
			Travée	0.824		5HA12=5.65	48
	Secondaire	30*35	Appui	1.75	5.25	3HA14+2HA12=6.88	56
			Travée	0.707		5HA12=5.65	48

L<sub>r</sub> : longueur de recouvrement.

**b) Armatures transversales**

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91}$$

$$\blacksquare \text{ Poutres principales } \phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3) \text{ cm}$$

Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

$$\blacksquare \text{ Poutres secondaires } \phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3) \text{ cm}$$

Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

**Calcul des espacements des armatures transversales :****1) Selon le RPA99/version 2003(art 7.5.2.2) :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

**Zone nodale :**

Poutres principales :  $St \leq \min(8.75 \text{ cm}, 14.40 \text{ cm}) \Rightarrow St = 8 \text{ cm}$ .

**Zone courante :**

$$\text{Poutres principales } St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}.$$

$$\text{Poutres secondaires } St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}.$$

**2) selon e BAEL 91 :**

$$St \leq (St_1 ; St_2 ; St_3)$$

$$St_1 \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm.}) = 28.8 \Rightarrow St_1 = 25 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \min\left(\frac{At \times fe}{0.4 \times b}\right) = 67 \text{ cm}.$$

$$St_3 \leq \frac{0.8 \times fe \times At}{b \times (\tau_u - 0.3 \times ft_j)} = 66.30$$

**c) Vérification des armatures transversales :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**V.2.4. Vérifications :****A) A ELU :****1) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.38 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**2) Contrainte tangentielle maximale :****Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\text{Fissuration nuisible : } \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.3 :** vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	Observation
<b>Poutres principales</b>	159.31	1.65	Vérifiée.
<b>Poutres secondaires</b>	235.012	2.4	Vérifiée.

**3) Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**➤ **Terrasse**○ **Poutres principales :**

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[ V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right]$$

$$\Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[ 159.31 - \frac{37.12}{0.9 \times 0.32} \right] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq 0.87 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 29.83 \times 10^{-3}}{400} = 0.85 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

○ **Poutres secondaires :**

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [235.012 - \frac{32.57}{0.9 \times 0.32}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq 3.5 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e}$$

$$A_l \geq \frac{1.15 \times 235.012 \times 10^{-3}}{400} = 6.75 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Tableau V.4 :** vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

poutre	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>inter</sup> (cm <sup>2</sup> )	observation
principales	6.88	159.31	37.12	0.85	0.87	vérifiée
secondaires	6.88	235.012	32.57	3.5	6.75	vérifiée

**B) À PELS**

**1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

**2) État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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



Calcul de  $y$  :  $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de  $I$  :  $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5 : Vérification de la contrainte limite de béton**

plancher	Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
terrasse	Poutres principales	Appuis	-13.28	58540.04	11.80	2.67	15
		Travées	6.60	50681.75	10.91	1.42	15
	Poutres secondaires	Appuis	-12.52	58540.04	11.80	2.52	15
		Travées	5.01	50681.75	10.91	1.07	15
Etages courants	Poutres principales	Appuis	-19.65	58540.04	11.80	3.96	15
		Travées	7.52	50681.75	10.91	1.61	15
	Poutres secondaires	Appuis	-12.14	58540.04	11.80	2.44	15
		Travées	3.78	50681.75	10.91	0.813	15

**3) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D’après le BAEL91, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

**Poutres principales**

$\frac{h}{L} = \frac{35}{450} = 0.077 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

$$\frac{h}{L} = 0.077 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{7.52}{10 \times 86.87} = 0.0087 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5.65 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.32} = 0.0058 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{465} = 0.075 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.075 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{5.01}{10 \times 21.20} = 0.0236 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5.65 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.32} = 0.0058 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Tableau V.6 :** schéma de ferrailage des poutres (en travée et en appui).

Poutres principales étage courant	
En travée	En appui

Poutres secondaires étage courant	
En travée	En appui
Poutres principales terrasse inaccessible	
En travée	En appui
Poutres secondaires terrasse inaccessible	
En travée	En appui

### V.3. Etude des poteaux :

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) données par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du **SAP 2000** :

- 1)  $1.35G+0.5Q$ .
- 2)  $G+Q$ .
- 3)  $G+Q+E$
- 4)  $G+Q-E$
- 5)  $0.8G+E$
- 6)  $0.8G-E$

#### V.3.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :

##### a) Armatures longitudinales:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone IIa).
- Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.  
6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \times \phi$  (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

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

$$l' = 2h$$

$$h' = \max (h_e/6; b; h; 60 \text{ cm})$$

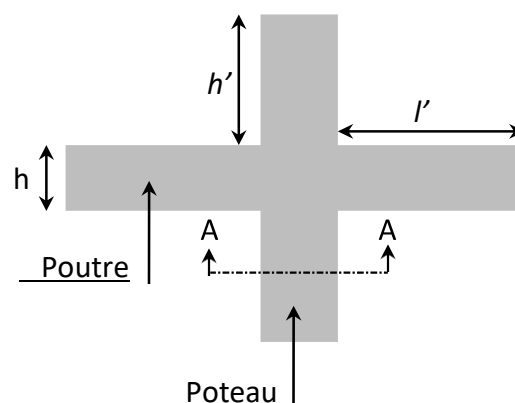
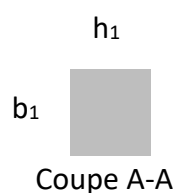


Figure V.2 : Zone nodale poteau-poutre.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

**Tableau V.7** : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

niveau	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
<b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b>	50*50	20	100	150
<b>2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étage</b>	45*45	16.2	81	121.5
<b>4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étage</b>	40*40	12.8	64	96
<b>6<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup> étage</b>	35*35	9.8	49	73.5
<b>8<sup>eme</sup> étage</b>	30*30	7.2	36	54

#### b) Armatures transversals:

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99 (Article 7.4.2.2)}$$

Avec :

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$ : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

**- Dans la zone nodale :**  $t = \min (10 \phi_l^{\min}, 15\text{cm})$  en zone **IIa**

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15 \phi_l^{\min}$  en zone **IIa**

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A}{t \times b_1}$  en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'elancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$  ; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

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

### V.3.2. Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau V.8:** sollicitations dans les poteaux.

Niveaux	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
<b>RDC et étage 1</b>	1627.643	9.6347	102.6556	-851.994	318.222	16.9283
<b>Etage 2 et 3</b>	1240.129	4.9633	101.2688	-679.459	62.692	2.2492
<b>Etage 4 et 5</b>	870.276	3.3814	90.1197	-513.253	15.842	22.4547
<b>Etage 6 et 7</b>	507.657	2.0521	63.1832	-328.474	40.497	14.4765
<b>Etage 8</b>	152.697	7.8096	-26.0004	-39.946	35.017	8.714

**V.3.3. Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage des poteaux est donné par la sollicitation la plus défavorable.

➤ **Exemple de calcul :**

Soit les poteaux du RDC (50\*50) :

$$b=50 \text{ cm}, h=50 \text{ cm}$$

$$d=47 \text{ cm}, d'=3 \text{ cm}$$

$$f_{c28}=25 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier } F_e=400\text{MPa}$$

$$\text{a) } N^{\max}=1627.643 \text{ KN} \Leftrightarrow M^{\text{cor}} = 9.6347\text{KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{9.6347}{1627.643} = 0.59\text{cm} > \frac{h}{2} = 0.25\text{cm} \Rightarrow \text{Le centre de pression est en dehors de la section}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton

$$M_{UA} = M + N(d - \frac{h}{2}) = 367.71\text{KN.m}$$

$$A = N(d - d') - M_{UA} = 0.348\text{KN.m}$$

$$B = (0.337h - 0.81d') = bdf_{bu} = 0.511$$

$A < B \Leftrightarrow$  donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.234 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.338$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.406$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 26.02\text{cm}^2$$

En revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -20.75\text{cm}^2 < 0$$

$$A=0$$

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

**Tableau V.9 : ferrailage des poteaux.**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calcul</sub> (cm <sup>2</sup> )	A min RPA (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC, 1<sup>er</sup> étage</b>	50x50	9.15	20	4T16+8T14 =20.36
<b>2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> étages</b>	45x45	1.81	16.2	12T14 =18.47
<b>4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> étages</b>	40x40	2.01	12.8	4T14+8T12 =15.21
<b>6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup> étages</b>	35x35	1.98	9.8	4T14+4T12 =10.68
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	30x30	2.32	7.2	8T12 =9.05

#### V.3.4. Armatures transversales :

On prend comme exemple le poteau (50\*50) pour le calcul des armatures transversales :

$$L_f = 0.7 * L_0 = 0.7 * 3.06 = 2.14 \text{m.}$$

$$\lambda_g = L_f / b = 4.284$$

$$A_{t_{\min}} = 0.25\% \times t \times b = 1.75 \text{cm}^2.$$

#### Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\phi_{\max} = 65 \text{cm}$$

Le tableau ci-après résume les résultats des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

**Tableau V.10 : Armatures transversales.**

Section (cm <sup>2</sup> )	$\phi_l^{\min}$ (cm)	l <sub>f</sub> (cm)	l <sub>g</sub> (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	t zone nodale (cm)	t zone courante (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>opt</sup> (cm <sup>2</sup> )	Nbre de barres
<b>50×50</b>	2.5	1.897	4.284	123.641	10	15	3.78	1.75	4.71	6HA10
<b>45×45</b>	2	1.897	4.755	130.430	10	15	3.99	1.51	4.71	6HA10
<b>40×40</b>	1.6	1.897	5.35	116.011	10	15	3.55	1.44	4.71	6HA10
<b>35×35</b>	1.4	1.897	6.11	81.393	10	15	1.66	1.26	2.01	4HA8
<b>30×30</b>	1.4	1.897	7.13	16.223	10	15	0.33	1.08	2.01	4HA8



Conformément aux règles du **RPA 99/03** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max} \dots \dots \text{vérifiée}$$

### V.3.5. Vérifications :

#### a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement.

L'effort normal ultime, est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On prend comme exemple le poteau (50\*50), avec une longueur de  $l_0=3.06\text{m}$  et un effort normal égale à : 1627.643 KN.

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \text{CBA93 (Article B8.4.1)}$$

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élanement  $l$ .

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 15.3 \Rightarrow \alpha = 0.82$$

$$\text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{A}} = 0.14\text{m} \quad \text{rayon de giration}$$

$$B_r = 0.2304 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$$N_u = 0.82 \times \left( \frac{0.2304 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 20.36 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 4079.37 \text{ KN}.$$

On a :  $N_{\max} = 1627.643 \text{ KN} < N_u$ . Vérifiée  $\rightarrow$  pas de risque de flambement.

Tableau V.11 : vérification du flambement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	l	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (MN)	N <sub>d</sub> (MN)	observation
RDC, Etage 1	50*50	2.142	15.3	0.821	20.36	0.2304	1.62	4.07	Vérifiée.
Etage 2 et 3	45*45	2.142	16.46	0.814	18.47	0.1849	1.24	3.26	Vérifiée.
Etage 4 et 5	40*40	2.142	18.52	0.809	15.21	0.1444	0.870	2.58	Vérifiée.
Etage 6 et 7	35*35	2.142	21.17	0.792	10.68	0.1089	0.507	1.89	Vérifiée.
Etage 8	30*30	2.142	24.70	0.779	9.05	0.0784	0.152	1.37	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 réduction de section. On doit vérifier que :

$$\phi_{bc1,2} \leq \overline{\phi}_{bc}$$

$$\phi_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{fibre supérieure}$$

$$\phi_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{fibre inférieure}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \dots\dots \text{section homogène}$$

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

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

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

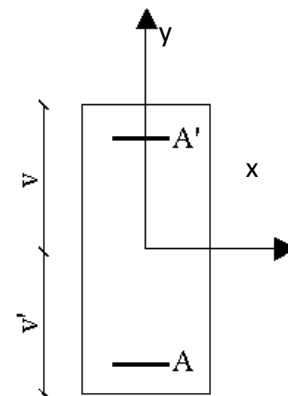


Figure V.3 : Section d'un poteau.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12** : vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

niveaux	RDC, étage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8
Section (cm <sup>2</sup> )	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30
d (cm)	47	42	37	32	27
V (cm)	29.32	26.68	23.77	20.50	17.78
V' (cm)	20.68	18.31	16.22	14.49	12.21
I <sub>yy</sub> (m <sup>4</sup> )	0.0076	0.0051	0.0032	0.0018	0.001
N <sub>ser</sub> (KN)	1186.7	904.51	634.73	370.35	111.95
M <sub>ser</sub> (KN)	27.41	24.93	25.36	21.57	14.59
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	5.02	4.77	4.30	3.39	1.53
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	6.84	6.66	6.41	5.61	3.31
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

**c) Vérification aux sollicitations tangentes :**

Selon le RPA99/03 (Art : 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 :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho \times f_{c28} \text{ avec : } \rho = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Avec :  $\tau_{bu}$  la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs sont représentés dans le tableau suivant :

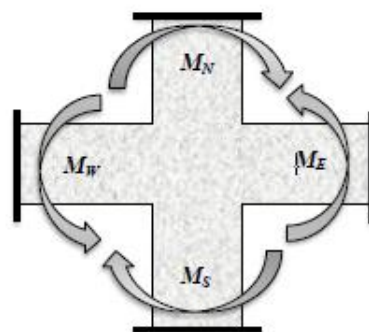
**Tableau V.13** : vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	observation
RDC, étage 1	50*50	2.142	4.284	47	123.641	0.52	1	vérifiée
Etage 2et3	45*45	2.142	4.755	42	130.430	0.69	1	vérifiée
Etage 4et5	40*40	2.142	5.35	37	116.011	0.78	1.875	vérifiée
Etage 6et7	35*35	2.142	6.11	32	81.393	0.72	1.875	vérifiée
Etage 8	30*30	2.142	7.13	27	16.223	0.2	1.875	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 RPA99/03 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



**Figure V.4** : les moments résistant dans la zone nodale.

#### d.1) détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M<sub>R</sub>) d'une section du béton dépend essentiellement :

- Les dimensions de a section du béton.
- La quantité d'armatures dans la section.
- 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 le tableau suivant :

**Tableau V.14** : les moments résistants dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
RDC, étage 1	50*50	45	20.36	318.83
Etage 2 et 3	45*45	40.5	18.47	260.31
Etage 4 et 5	40*40	36	15.21	190.55
Etage 6 et 7	35*35	31.5	10.68	117.07
Etage 8	30*30	27	9.05	85.03

#### d.2) détermination des moments résistants dans les poutres :

M<sub>W</sub> et M<sub>E</sub> sont les moments calculés en fonction des aciers adoptés en appuis à gauche et à droite du nœud (face tendue de la poutre au niveau du nœud)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau de vérification des zones nodales. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central :

**Tableau V.15** : vérification de la zone nodale.

Niveaux	M <sub>N</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>N</sub> + M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>E</sub>	1.25(M <sub>w</sub> +M <sub>E</sub> )	observation
<b>RDC</b>	318.83	318.83	637.66	75.41	75.41	188.52	Vérifiée.
<b>Etage 1</b>	260.31	318.83	579.14	75.41	75.41	188.52	Vérifiée.
<b>Etage 2</b>	260.31	260.31	520.62	75.41	75.41	188.52	Vérifiée.
<b>Etage 3</b>	190.55	260.31	450.86	75.41	75.41	188.52	Vérifiée.
<b>Etage 4</b>	190.55	190.55	381.10	75.41	75.41	188.52	Vérifiée.
<b>Etage 5</b>	117.07	190.55	307.62	75.41	75.41	188.52	Vérifiée.
<b>Etage 6</b>	117.07	117.07	234.14	75.41	75.41	188.52	Vérifiée.
<b>Etage 7</b>	85.03	117.17	202.1	75.41	75.41	188.52	Vérifiée.

➤ **Disposition constructives des armatures dans les poteaux :**

• **Détermination de la zone nodale :**

La détermination de la zone nodale est nécessaire, car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversale, d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit, qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zone nodales sensibles.

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

**Avec :**

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

$$L' = 2 \times h$$

Pour les paramètres (h') et (L').

○ **RDC, 1<sup>ère</sup> étage :**

$$h' = \max(51; 50,50; 60cm) = 60cm$$

$$L' = 2 \times 50 = 100cm$$

○ **2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage :**

$$h' = \max(51; 45,45; 60cm) = 60cm$$

$$L' = 2 \times 45 = 90cm$$

○ **4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage :**

$$h' = \max(51; 40,40; 60cm) = 60cm$$

$$L' = 2 \times 40 = 80cm$$

○ **6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage :**

$$h' = \max(51; 35,35; 60cm) = 60cm$$

$$L' = 2 \times 35 = 70cm$$

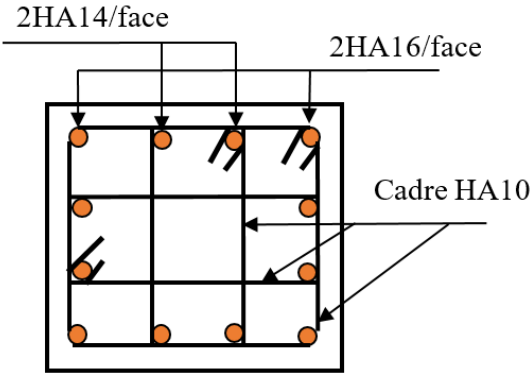
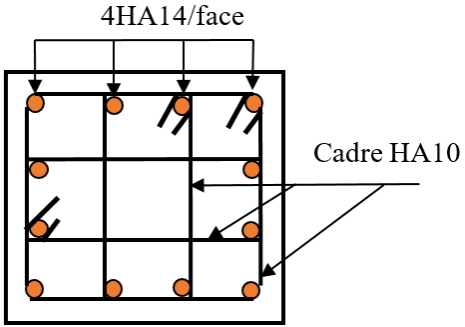
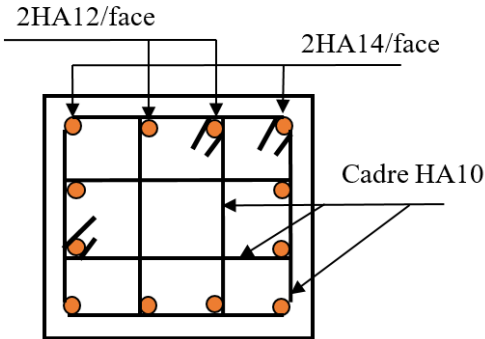
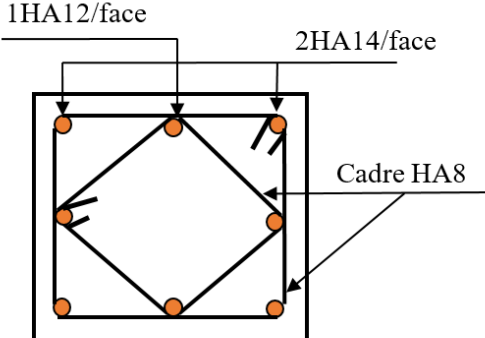
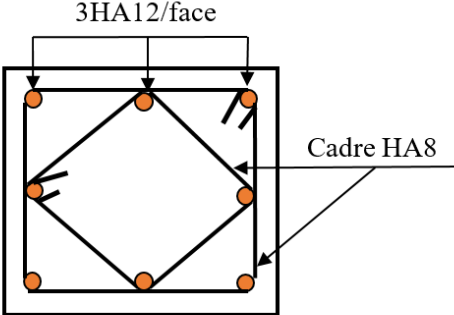
○ **8<sup>ème</sup> étage :**

$$h' = \max(51; 30,30; 60cm) = 60cm$$

$$L' = 2 \times 30 = 60cm$$

V.3.6. Schéma de ferrailage des poteaux :

Tableau V.16 : schéma de ferrailage des poteaux.

RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage
	
Poteau (50*50)	Poteau (45*45)
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage
	
Poteau (40*40)	Poteau (35*35)
8 <sup>ème</sup> étage	
	
Poteau (30*30)	

## V.4. Etude des voiles :

### V.4.1. Introduction :

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement, peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, il est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant. On peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

- ELU.
- $G+Q\pm E$ .
- $0.8G\pm E$ .

### V.4.2. Recommandation du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliquées :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

#### a) Armatures verticales : (Article 7.7.4.1)

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile.



- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_t < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

#### **b) Les armatures horizontales : (article 7.7.4.2)**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales, pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi_l$ .

#### **c) Les armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

#### **d) Règles communes (armatures verticales et horizontales)**

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\% b \times h$ .....dans la section globale de voile.

$A_{\min} = 0.10\% b \times h$ .....dans la zone courante.

- $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$  (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement :  $S_t = \min(1.5 \times e; 30\text{cm})$ . ;

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $\text{m}^2$ . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

$40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

- $20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

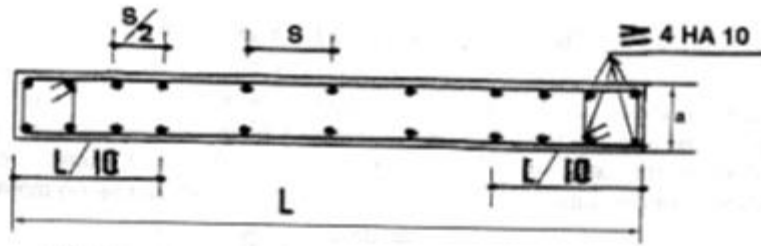


Figure V.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**V.4.3. Le ferrailage :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e × L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{max} \rightarrow M$  correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$  correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$  correspondant.

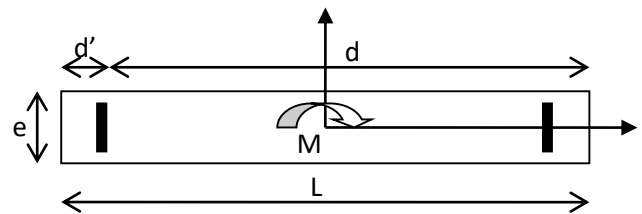


Figure V.6 : Schéma d'un voile plein.

$d = 0.9 L ; \quad d' = 0.1 L$

$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times L \times e$

**Armatures horizontales :**

On fixe  $St$  et on calcul  $A_t$  avec la formule suivante :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$

$\tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$

$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$

**La longueur de recouvrement :**

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi L_r & \dots\dots\dots\text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

**Diamètres des barres :**

$\phi < e/10$  .....zone courante.

**Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_i \leq 1.5 \times e$$

$$S_i \leq 30 \text{ cm}$$

**❖ Exemple de calcul :**

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x' et les autres seront résumés dans un tableau.

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

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée, sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1.95\text{m}, d = 1.9 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}.$$

$N_{\max} = -669.06\text{KN}$  (traction),  $M_{\text{cor}} = 705.12 \text{ KN.m}$ . (Combinaison G+Q+Ex).

$$e_G = \frac{M}{N} = 1.05\text{m} > \frac{L}{2} = 0.975\text{m} \Rightarrow (\text{Le centre de pression est à l'extérieur de la section}).$$

Il faut vérifiée les conditions suivantes :

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 86.23\text{KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{86.23 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.9^2 \times 18.48} = 0.0064$$

$$\mu_{bu} = 0.0064 < \mu_1 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0081$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.89\text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{86.23 \times 10^{-3}}{1.89 \times 400} = 1.1\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 1.1 - \frac{-669.06 \times 10^{-3}}{400} = 17.86\text{cm}^2$$

$$A_s = 17.86\text{cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :

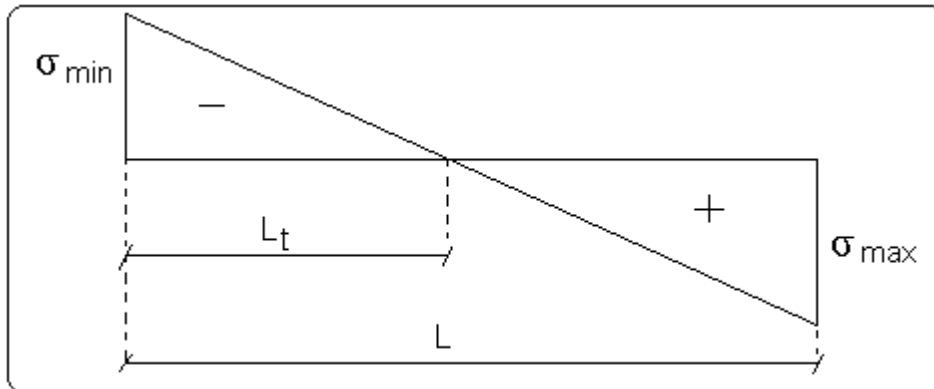


Figure V.7 : Schéma des contraintes.

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{669.06 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.95} + \frac{705.12 \times 10^{-3}}{0.123} \times 0.975 = 7.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{669.06 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.95} - \frac{705.12 \times 10^{-3}}{0.123} \times 0.975 = -3.87 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{3.87 \times 1.95}{3.87 + 7.29} = 0.676 \text{ m}$$

- **Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 292.12 \text{ KN.}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = 1.07 \text{ MPa}$$

$$\text{soit : } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 1.35 \text{ cm}^2$$

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

$$N_{\min} = 986.94 \text{ (compression)}, M_{\text{cor}} = 18.43 \text{ KN.m}$$

- **Armatures verticales :**

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.018 \text{ m} < \frac{L}{2} = 0.975 \text{ m} \Rightarrow \text{(Le centre de pression est à l'intérieur de la section).}$$

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 931.34 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{931.34 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.9^2 \times 14.2} = 0.09$$

$$\mu_{bu} = 0.09 < \mu_1 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.119$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.80 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{931.34 \times 10^{-3}}{1.80 \times 348} = 14.79 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 14.79 - \frac{931.34 \times 10^{-3}}{348} = -11.97 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile Vx1, (1,2)

$$A_{cal} = 17.86 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 1.35 \text{ cm}^2$$

### Vérifications :

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 7.8 \text{ cm}^2. (A_{\min} \text{ en zone tendue par RPA})$$

$$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 4.58 \text{ cm}^2. (A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL})$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 5.85 \text{ cm}^2. (A_{\min} \text{ en zone globale par RPA})$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{v(ZT)} = 17.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 6\text{HA}14 + 9\text{HA}12 = 19.42 \text{ cm}^2.$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_v \text{ cal /face}$  : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_v \text{ min/face}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_v \text{ adop/face}$  : Section d'armature verticale adoptée par face.

$N^{\text{barre/face}}$  : nombre de barres adoptées par face.

$S_t$  : Espacement (il y a deux espacements l'un aux deux extrémités du voile sur une longueur

$L/10$  et l'autre au milieu du voile).

$A_{h \text{ min}}/\text{face/ml}$  : Section d'armature horizontale minimale pour 1mètre linéaire.

$A_{h \text{ cal}}/\text{face/ml}$  : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

$A_{h \text{ adop}}/\text{face}$  : Section d'armature horizontale adoptée pour 1mètre linéaire.

$N^{\text{barre}}/\text{face/ml}$  : nombre de barres adoptées pour 1mètre linéaire.

**Tableau V.17** : sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux.

Niveau	RDC, et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>em</sup> et 3 <sup>em</sup> étage	4 <sup>em</sup> et 5 <sup>em</sup> étage	6 <sup>em</sup> et 7 <sup>em</sup> étage	8 <sup>em</sup> étage
<b>L (cm)</b>	185	185	185	185	185
<b>e (cm)</b>	20	20	20	20	20
<b>M (KN.m)</b>	588.4	358.72	280.77	203.05	131.34
<b>N (KN)</b>	-1066.84	-1072.55	-940.339	701.5	431.23
<b>V(KN)</b>	188.671	180.797	163.662	138.399	73.652
<b><math>\tau_v</math> MPa</b>	0.733	0.703	0.636	0.538	0.286
<b><math>\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}</math> (MPa)</b>	5	5	5	5	5
<b><math>A_{v \text{ cal}}/\text{face}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	21.81	18.25	15.06	11.73	7.33
<b><math>A_v^{\text{min}}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	5.55	5.55	5.5	5.5	5.5
<b><math>A_{v \text{ adop}}/\text{face}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	22.24	18.47	15.21	13.57	9.42
<b><math>N^{\text{barre}}/\text{face}</math></b>	8HA16+4HA14	12HA14	4HA14+8HA12	12HA12	12HA10
<b><math>S_t</math> (cm)</b>	18	18	18	18	18
<b><math>A_{h \text{ cal}}/\text{face/ml}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.89	0.86	0.795	0.672	0.357

<b>Ah min/face/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>Ah adop/face (cm<sup>2</sup>)</b>	3.93	3.93	3.93	2.51	2.51
<b>N<sup>barre</sup>/face/ml</b>	5HA10	5HA10	5HA10	5HA8	5HA8
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20

Tableau V.18 : sollicitations de calcul dans le voile V<sub>x2</sub> dans tous les niveaux.

<b>Niveau</b>	<b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b>	<b>2<sup>em</sup> et 3<sup>em</sup> étage</b>	<b>4<sup>em</sup> et 5<sup>em</sup> étage</b>	<b>6<sup>em</sup> et 7<sup>em</sup> étage</b>	<b>8<sup>em</sup> étage</b>
<b>L (cm)</b>	135	135	135	135	135
<b>e (cm)</b>	20	20	20	20	20
<b>M (KN.m)</b>	183.64	170.09	150.44	114.52	72.85
<b>N (KN)</b>	-854.49	-758.78	572.09	357.27	122.173
<b>V(KN)</b>	128.673	121.014	120.431	106.575	74.869
<b><math>\tau_U</math> Mpa</b>	0.692	0.651	0.648	0.573	0.403
<b><math>\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}</math> (MPa)</b>	5	5	5	5	5
<b>A<sub>v cal</sub> /face (cm<sup>2</sup>)</b>	14.42	12.67	10.25	6.82	2.51
<b>A<sub>v</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05
<b>A<sub>v adop</sub>/face (cm<sup>2</sup>)</b>	15.39	12.95	11.31	7.85	5.03
<b>N<sup>barre</sup>/face</b>	10HA14	4HA14+6HA12	10HA12	10HA10	10HA8

<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	15	15	15	15	15
<b>A<sub>h cal</sub>/face/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	0.865	0.813	0.810	0.716	0.503
<b>A<sub>h min</sub>/face/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>A<sub>h adop</sub>/face (cm<sup>2</sup>)</b>	3.93	3.93	2.51	2.51	2.51
<b>N<sup>barre</sup>/face/ml</b>	5HA10	5HA10	5HA8	5HA8	5HA8
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20

**Tableau V.19 :** sollicitations de calcul dans le voile V<sub>x3</sub> dans tous les niveaux.

<b>Niveau</b>	<b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b>	<b>2<sup>em</sup> et 3<sup>em</sup> étage</b>	<b>4<sup>em</sup> et 5<sup>em</sup> étage</b>	<b>6<sup>em</sup> et 7<sup>em</sup> étage</b>	<b>8<sup>em</sup> étage</b>
<b>L (cm)</b>	135	135	135	135	135
<b>e (cm)</b>	20	20	20	20	20
<b>M (KN.m)</b>	46.15	15.01	26.21	34.78	37.78
<b>N (KN)</b>	-915.44	-840.96	-657.77	-422.58	-139.14
<b>V(KN)</b>	199.949	119.752	115.849	107.058	74.392
<b>τ<sub>v</sub> Mpa</b>	1.07	0.645	0.60	0.555	0.385
<b>τ̄ = 0.2 × f<sub>c28</sub> (MPa)</b>	5	5	5	5	5
<b>A<sub>v cal</sub> /face (cm<sup>2</sup>)</b>	12.3	10.77	8.8	6.07	2.53
<b>A<sub>v</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05



<b>Av adop/face (cm<sup>2</sup>)</b>	12.95	11.31	9.23	7.85	5.03
<b>N<sup>barre</sup>/face</b>	4HA14+6HA12	10HA12	4HA12+6HA10	10HA10	10HA8
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	15	15	15	15	15
<b>Ah cal/face/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	1.35	0.78	0.75	0.687	0.481
<b>Ah min/face/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>Ah adop/face (cm<sup>2</sup>)</b>	3.93	2.51	2.51	2.51	2.51
<b>N<sup>barre</sup>/face/ml</b>	5HA10	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20

**Tableau V.20 :** sollicitations de calcul dans le voile V<sub>x4</sub> dans tous les niveaux.

<b>Niveau</b>	<b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b>	<b>2<sup>em</sup> et 3<sup>em</sup> étage</b>	<b>4<sup>em</sup> et 5<sup>em</sup> étage</b>	<b>6<sup>em</sup> et 7<sup>em</sup> étage</b>	<b>8<sup>em</sup> étage</b>
<b>L (cm)</b>	175	175	175	175	175
<b>e (cm)</b>	20	20	20	20	20
<b>M (KN.m)</b>	81.23	16.44	25.22	33.08	41.28
<b>N (KN)</b>	-1084.528	-981.48	-768.50	-493.70	-161.86
<b>V(KN)</b>	284.329	172.770	160.448	135.581	76.441
<b><math>\tau_v</math> Mpa</b>	1.17	0.711	0.658	0.558	0.314
<b><math>\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} (MPa)</math></b>	5	5	5	5	5

<b>Av cal /face (cm<sup>2</sup>)</b>	14.66	12.40	9.99	6.74	2.68
<b>A<sub>v</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	5.25	5.25	5.25	5.25	5.25
<b>Av adop/face (cm<sup>2</sup>)</b>	15.21	13.57	10.80	9.42	6.03
<b>N<sup>barre</sup>/face</b>	4HA14+8HA12	12HA12	4HA12+8HA10	12HA10	12HA8
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	15	15	15	15	15
<b>Ah cal/face/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	1.46	0.88	0.82	0.69	0.39
<b>Ah min/face/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>Ah adop/face (cm<sup>2</sup>)</b>	3.93	2.51	2.51	2.51	2.51
<b>N<sup>barre</sup>/face/ml</b>	5HA10	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20

**Tableau V.21** : sollicitations de calcul dans le voile V<sub>y1</sub> dans tous les niveaux.

<b>Niveau</b>	<b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b>	<b>2<sup>em</sup> et 3<sup>em</sup> étage</b>	<b>4<sup>em</sup> et 5<sup>em</sup> étage</b>	<b>6<sup>em</sup> et 7<sup>em</sup> étage</b>	<b>8<sup>em</sup> étage</b>
<b>L (cm)</b>	195	195	195	195	195
<b>e (cm)</b>	20	20	20	20	20
<b>M (KN.m)</b>	705.12	17.096	48.448	76.813	93.291
<b>N (KN)</b>	-669.06	-949.582	-748.901	-478.883	-146.123
<b>V(KN)</b>	292.127	192.619	175.431	154.039	112.551

$\tau_U$ Mpa	1.07	0.709	0.646	0.567	0.414
$\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v$ cal /face (cm <sup>2</sup> )	17.86	12.03	10.11	7.22	3.25
$A_v^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	7.80	7.80	7.80	7.80	7.80
$A_v$ adop/face (cm <sup>2</sup> )	19.42	13.86	11.78	8.67	8.67
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	6HA14+9HA12	6HA12+9HA10	15HA10	4HA10+11HA8	4HA10+11HA8
$S_t$ (cm)	15	15	15	15	15
$A_h$ cal/face/ml (cm <sup>2</sup> )	1.33	0.88	0.80	0.70	0.51
$A_h$ min/face/ml (cm <sup>2</sup> )	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
$A_h$ adop/face (cm <sup>2</sup> )	3.93	2.51	2.51	2.51	2.51
$N^{\text{barre}}/\text{face/ml}$	5HA10	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.22 : sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y2}$  dans tous les niveaux.

Niveau	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>em</sup> et 3 <sup>em</sup> étage	4 <sup>em</sup> et 5 <sup>em</sup> étage	6 <sup>em</sup> et 7 <sup>em</sup> étage	8 <sup>em</sup> étage
L (cm)	195	195	195	195	195
e (cm)	20	20	20	20	20
M (KN.m)	687.72	348.87	258.17	189.17	118.02

<b>N (KN)</b>	-450.36	-862.24	-661.42	-409.86	-130.59
<b>V(KN)</b>	295.717	199.502	180.874	159.738	112.647
<b><math>\tau_U</math> Mpa</b>	1.08	0.735	0.666	0.588	0.415
<b><math>\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}</math> (MPa)</b>	5	5	5	5	5
<b>Av cal /face (cm<sup>2</sup>)</b>	14.86	15.55	11.52	7.73	3.23
<b><math>A_v^{\min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85
<b>Av adop/face (cm<sup>2</sup>)</b>	15.58	15.58	11.78	8.67	7.54
<b>N<sup>barre</sup>/face</b>	11HA12+4HA10	11HA12+4HA10	15HA10	4HA10+11HA8	15HA8
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	15	15	15	15	15
<b>Ah cal/face/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	1.35	0.91	0.83	0.73	0.51
<b>Ah min/face/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>Ah adop/face (cm<sup>2</sup>)</b>	3.93	2.51	2.51	2.51	2.51
<b>N<sup>barre</sup>/face/ml</b>	5HA10	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20

**Tableau V.23 :** sollicitations de calcul dans le voile V<sub>y3</sub> dans tous les niveaux.

<b>Niveau</b>	<b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b>	<b>2<sup>em</sup> et 3<sup>em</sup> étage</b>	<b>4<sup>em</sup> et 5<sup>em</sup> étage</b>	<b>6<sup>em</sup> et 7<sup>em</sup> étage</b>	<b>8<sup>em</sup> étage</b>
<b>L (cm)</b>	195	195	195	195	195

<b>e (cm)</b>	20	20	20	20	20
<b>M (KN.m)</b>	701.24	18.685	49.445	77.831	91.818
<b>N (KN)</b>	-670.36	-946.739	-748.2	-478.86	-146.743
<b>V(KN)</b>	283.755	191.444	174.708	153.806	112.215
$\tau_U$ MPA	1.045	0.705	0.643	0.566	0.413
$\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} (MPa)$	5	5	5	5	5
<b>Av cal /face (cm<sup>2</sup>)</b>	17.83	12.00	10.04	7.10	3.09
$A_v^{\min} (cm^2)$	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85
<b>Av adop/face (cm<sup>2</sup>)</b>	18.6	13.15	11.78	7.54	7.54
<b>N<sup>barre</sup>/face</b>	4HA14+11HA12	4HA12+11HA10	15HA10	15HA8	15HA8
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	15	15	15	15	15
<b>Ah cal/face/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	1.3	0.88	0.80	0.70	0.51
<b>Ah min/face/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>Ah adop/face (cm<sup>2</sup>)</b>	3.93	2.51	2.51	2.51	2.51
<b>N<sup>barre</sup>/face/ml</b>	5HA10	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20

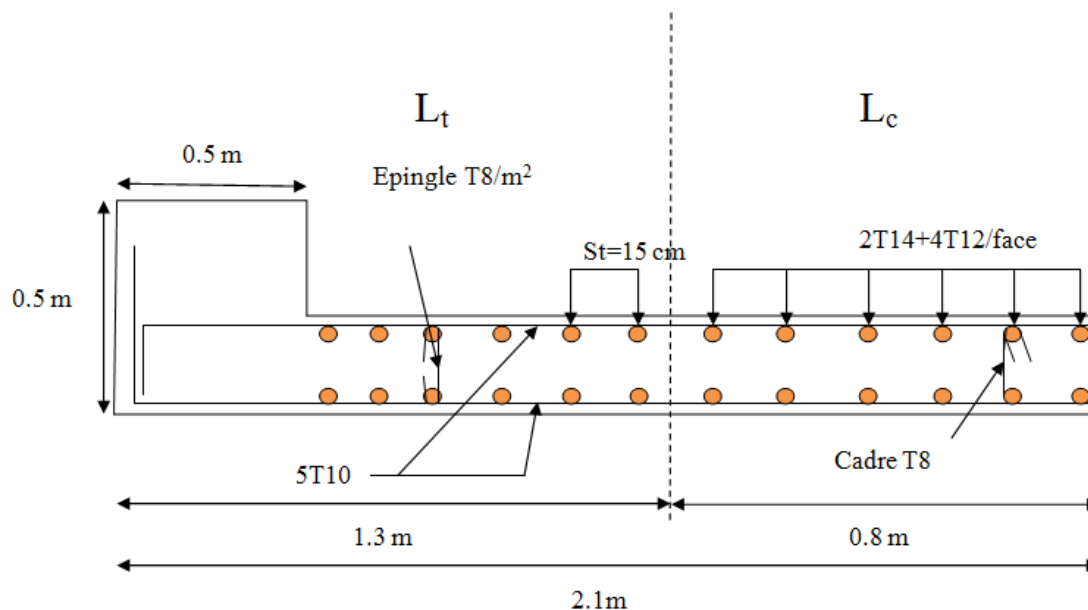
Tableau V.24 : sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y4}$  dans tous les niveaux.

Niveau	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>em</sup> et 3 <sup>em</sup> étage	4 <sup>em</sup> et 5 <sup>em</sup> étage	6 <sup>em</sup> et 7 <sup>em</sup> étage	8 <sup>em</sup> étage
<b>L (cm)</b>	195	195	195	195	195
<b>e (cm)</b>	20	20	20	20	20
<b>M (KN.m)</b>	672.02	344.77	65.150	187.78	118.56
<b>N (KN)</b>	-453.69	-867.56	-764.296	-411.90	-131.01
<b>V(KN)</b>	294.128	197.135	178.917	158.427	110.22
<b><math>\tau_U</math> Mpa</b>	1.08	0.726	0.659	0.583	0.406
<b><math>\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}</math> (MPa)</b>	5	5	5	5	5
<b>Av cal /face (cm<sup>2</sup>)</b>	14.69	15.56	11.53	7.74	3.24
<b><math>A_v^{\min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85
<b>Av adop/face (cm<sup>2</sup>)</b>	16.96	16.96	11.78	8.67	7.54
<b>N<sup>barre</sup>/face</b>	15HA12	15HA12	15HA10	4HA10+11HA8	15HA8
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	15	15	15	15	15
<b>Ah cal/face/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	1.35	0.90	0.82	0.72	0.50
<b>Ah min/face/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>Ah adop/face (cm<sup>2</sup>)</b>	3.93	3.93	2.51	2.51	2.51

$N^{\text{barre/face/ml}}$	5HA10	5HA10	5HA8	5HA8	5HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

#### V.4.4. Schémas de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui de RDC ( $V_{x4}$ ) comme exemple.



**Figure V.7 :** schéma de ferrailage du voile  $V_{x4}$ .

#### V.5. CONCLUSION :

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA, qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de la section d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

# Chapitre VI

## Infrastructure



### VI.1. Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise, auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, 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).

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 (micro-pieux).
- ✓ Fondation profonde (semelle sous pieux)

### VI.2. Combinaison 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:

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

### VI.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.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2 bars à une profondeur de 1.5 m.

### VI.4. Choix du type de fondation :

#### VI.4.1. Vérification de la semelle isolée :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

$N$  : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel SAP 2000.  $N = 1549.096KN$

$S$  : Surface d'appuis de la semelle.  $S = A \times B$

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.  $\sigma_{sol} = 2bar$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

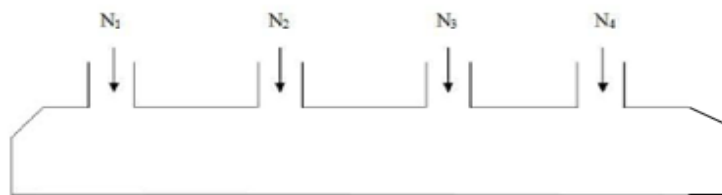
$$B \geq \sqrt{\frac{1549.096}{200}} \Rightarrow B \geq 2.78m.$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2.5m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

**VI.4.2. Vérification de la semelle filante :**

Pour la vérification en vas choisir la semelle filante la plus sollicité.



**Figure VI.1 : semelle filante.**

La surface total des semelles filantes est donnés par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

$N_1 = 1512.657 KN$  ;  $N_2 = 1476.367 KN$

$N_3 = 1314.075 KN$  ;  $N_4 = 1152.20 KN$

$$\sum_{i=1}^6 N_i = 5455.299 KN.$$

$$B \geq \frac{5455.299}{11 \times 200} \approx 2.5m$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 2.5m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

### VI.4.3. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels, et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

#### VI.4.3.1. pré dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes

##### a) La 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 ( $L_{\max}=4.65\text{m}$ ).

$$h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{465}{20} = 23.25\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{465}{10} = 46.5\text{cm}$$

##### b) La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a: } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = 0.56\text{m}$$

$$\text{Donc } h_t \geq 0.56\text{m} \longrightarrow h_t = 0.70\text{m}$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3.216 \times 10^7 \times 0.018}{4 \times 10^4 \times 1}} = 3.08\text{m}$$

$$L_{\max} = 4.65\text{m} < \frac{3.08 \times 3.14}{2} = 4.83\text{m} \dots \dots \text{condition est vérifiée}$$

$\Rightarrow$  le radier est rigide.

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

La hauteur de la nervure  $h_t = 70\text{cm}$

La hauteur du radier  $h_r = 30\text{cm}$

**La surface de l'ensemble des fondations nécessaires :**

$$S_{\text{cal}} = \frac{N_{\text{total}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{64354928}{200} = 321.77\text{m}^2$$

La surface du bâtiment est :  $S_{\text{bat}} = 395.78\text{m}^2$ .

On voit bien que  $S_{\text{cal}} = 81.3\% S_{\text{bat}}$  d'où le choix du radier général sans débord est plus adéquat.

### VI.4.3.2. Les vérifications :

#### ➤ Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL (art A.5.2.1 41)** il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{cJ} \times \frac{1}{\gamma_b}$$

$N_d$  : L'effort normal ultime transmis par le poteau le plus sollicité.

$\mu_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$h_t$  = hauteur de la nervure.

$$\mu_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h, \quad B = b + h$$

D'où :  $\mu_c = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0.5 + 0.5 + 2 \times 0.7) = 4.8\text{m}$

$$N_d = \frac{0.045 \times 4.8 \times 0.7 \times 25}{1.5} = 2.52\text{MN}$$

$$N_U = 1.627MN < N_d = 2.52MN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol :**

Calcul des contraintes sous le radier :

• **Dans le sens xx :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_g}{I_x}$$

N et M : sont obtenus avec les combinaisons les plus défavorables.

$$M_x = 49831.29 \text{KN.m} \quad , \quad N = 64354.92 \text{KN}$$

$$X_g = 13.55 \text{m}$$

$$Y_g = 9 \text{m}$$

$$I_{xx} = 13103.53 \text{m}^4$$

$$I_{yy} = 29853.76 \text{m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{64.35492}{395.78} + \frac{49.83129}{13103.53} \times 9 = 0.196 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = 0.128 \text{MPa}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$ , sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.178 \text{MPa} < 1.5 \times \sigma_{sol} = 0.3 \text{MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx

**b) Dans le sens yy :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y x_g}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{64.35772}{395.78} + \frac{48.7715}{29853.76} \times 13.55 = 0.184 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = 0.140 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.173 \text{MPa} < 0.3 \text{MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy

Les sollicitations ont été obtenues sous la combinaison 0.8G+E.

**VI.4.3.3. Etude du radier :**

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

**a. Calcul des sollicitations :**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{total}} = \frac{64354.72}{395.78} = 162.60 \text{KN / ml}$$

Avec :

Nu: est l'effort normal ramené par la superstructure.

$L_x=4\text{m} ; L_y=4.15\text{m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.963 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{Annexe II} ]$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0401 \times 162.60 \times 4^2 = 104.32 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.9092 \times 104.32 = 94.84 \text{KN.m}$$

**Moment en travées :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_x = 88.67 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_y = 80.61 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -52.16 \text{KN.m}$$

**b. Ferrailage du radier :**

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0,30) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1 : Tableau de ferrailage du radier.**

Localisation		M (KN.m)	Acalculée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> adoptée (cm <sup>2</sup> )	Choix par (m)	S <sub>t</sub> (cm)
Sens xx	Travée	88.67	10.76	2.45	11.31	10HA12	10
	Appui	-52.16	6.18	2.45	6.79	6HA12	15
Sens yy	Travée	80.61	9.73	2.40	11.31	10HA12	10
	appui	-52.16	6.18	2.45	6.79	6HA12	15

❖ **Vérification de condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12$  cm et  $\rho > 0.4$ , la section minimale d'armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times h \\ A_y = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

**Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{armatures // } L_x : S_t = 10\text{cm} \leq \min(1.5e, 20\text{cm}) = 20\text{cm} \\ \text{armatures // } L_y : S_t = 10\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 20\text{cm} \end{cases}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\text{MPa}$$

$$V_x = \frac{p_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 174.55\text{KN}$$

$$V_y = \frac{p_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 156.29\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{174.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 0.698\text{MPa} < 1.16\text{MPa}. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification à l'ELS :**

❖ **État limite de compression du béton :**

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

❖ **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \quad (\text{A.4.5.32})$$

$$15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq 201.63\text{MPa}.$$

$$\text{Avec : } Q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{47033.428}{395.78} = 118.83\text{KN}.$$

Ns : est l'effort normal de service

$$\mu_x = 0.0474 \Rightarrow M_{0x} = \mu_x \times Q \times l_x^2 = 90.12\text{KN.m}.$$

$$\mu_y = 0.9385 \Rightarrow M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 84.54\text{KN.m}.$$

..... (Annexe 2)

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_{lx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 90.12 = 76.60 \text{ KN.m.} \\ M_{ly} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 84.54 = 84.54 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 90.12 = 45.06 \text{ KN.m.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton et l’acier.

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	observation	σ <sub>st</sub> (MPa)	observation
Travée	x-x	76.60	7.67	65991.37	8.9	Vérifiée	301.73	Pas vérifiée
	y-y	71.88	7.67	65991.37	8.35	Vérifiée	283.14	Pas vérifiée
Appuis		45.06	6.18	43942.12	6.33	Vérifiée	95.05	vérifiée

On remarque que la contrainte d’acier au niveau de la travée n’est pas vérifiée donc on recalcule à l’ELS

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3 : Section d’armature du radier a l’ELS.

localisation		Ms(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>ber</sup> de barre	St (cm)
travée	x-x	76.60	0.6	0.361	17.27	18.10	9HA16	11
	y-y	71.88	0.57	0.354	16.16	18.10	9HA16	11

Schéma de ferrailage :

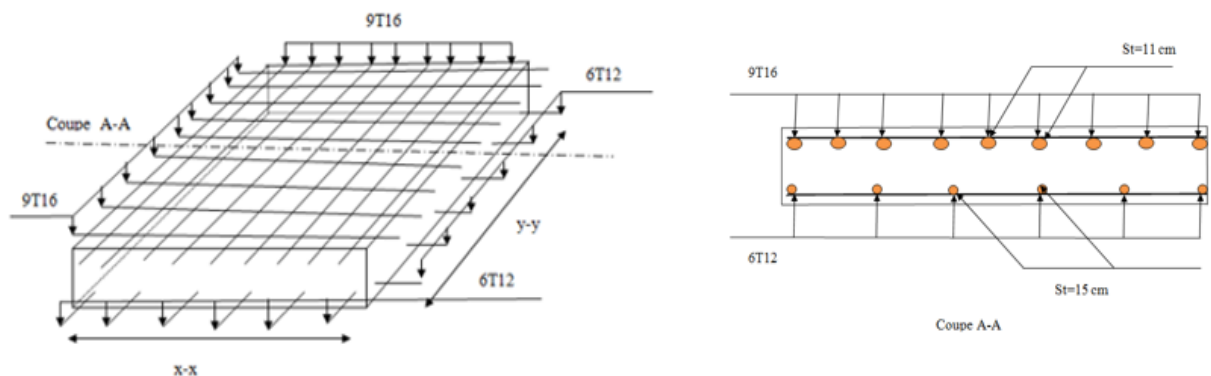


Figure VI.4 : schéma de ferrailage du radier



**VI.4.4. Etude des nervures :**

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

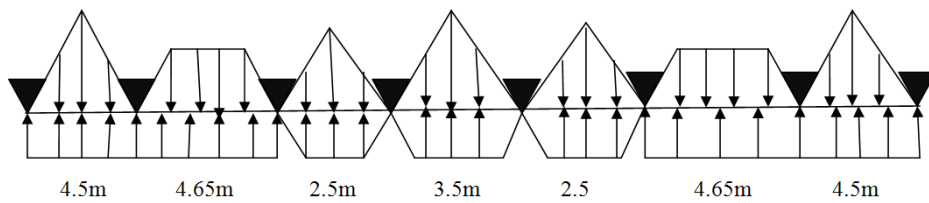
- $q_m$  : charge uniforme qui produit le même moment maximal que la charge réelle.
- $q_v$  : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$q_m = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times l_{xd} \right]$ $q_v = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times l_{xd} \right]$	$q_m = \frac{2}{3} \times q \times l_x$ $q_v = \frac{1}{2} \times q \times l_x$

$$\rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y}; \rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y}$$

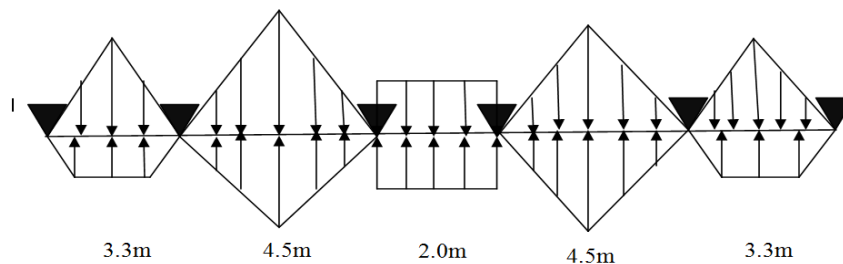
$$Q_U = 162.60KN / ml; Q_S = 118.83KN / ml.$$

**Sens x-x :**



**Figure VI.3 :** Schéma de rupture sens x-x.

**Sens y-y :**



**Figure VI.4 :** Schéma de rupture sens y-y.

- calcul de la sollicitation dans les nervures :

Pour le calcul des sollicitations dans les nervures on utilise la méthode de Caquot :

**Moment aux appuis :**

$$M_a = -\frac{p_g \times l'_g + p_d \times l'_d}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

**Moment aux travées :**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} \times (l - x)$$

$$x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moment sur appui de gauche et droit respectivement

- sens longitudinale (Y-Y) et (X-X) :

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.4 :** Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.

sen s	travé	L (m)	Q <sub>m</sub> (KN)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KNm)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KNm)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
y-y	AB	3.3	522.32	0	-643.75	1.12	637.64	212.37	583.02	-973.16
	BC	4.5	811.57	-643.75	-605.21	2.26	1754.24	1129.5	1316.2	-1244.8
	CD	2	552.19	-605.21	-605.21	1.03	275.48	-323.20	243.9	-243.9
	DE	4.5	811.57	-605.21	-643.75	2.26	1754.24	1129.5	1244.8	-1316.2
	EF	3.3	522.32	-643.75	0	1.12	637.64	212.37	973.16	-583.02
x-x	AB	4.5	650.40	0	-769.96	1.98	1422.61	1083.8	1087.9	-1260.1
	BC	4.65	416.06	-769.96	-337.89	2.54	1114.91	580.98	913.68	-727.86
	CD	2.5	403.11	-337.89	-242.24	1.34	313.29	28.03	533.88	-457.36
	DE	3.5	528.45	-242.24	-242.24	1.75	809.18	809.18	533.88	-533.88
	EF	2.5	403.11	-242.24	-337.83	1.34	313.29	28.03	457.36	-533.88
	FG	4.65	416.06	-337.89	-769.96	2.54	1114.91	580.98	727.86	-913.68
	GH	4.5	650.40	-769.96	0	1.98	1422.61	1083.8	1260.11	-1087.9

Les résultats de calcul à l'ELS :

**Tableau VI.5 :** Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

Sens	Travée	L (m)	q <sub>m</sub> (KN/ml)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Y-Y	AB	3.3	368.38	0	-465.32	1.12	473.44	295.66
	BC	4.5	593.69	-465.32	-445.86	2.26	1402.74	947.20
	CD	2	445.51	-445.86	-445.86	1.03	227.05	-218.8
	DE	4.5	593.69	-445.86	-465.32	2.26	1402.74	947.2
	EF	3.3	368.38	-465.32	0	1.12	473.44	295.66
X-X	AB	4.5	475.32	0	-562.62	1.98	1185.82	838.13
	BC	4.65	304.06	-562.62	-246.911	2.54	825.50	435.34
	CD	2.5	294.43	-246.911	-175.14	1.34	228.83	93.01
	DE	3.5	381.07	-175.14	-175.14	1.75	583.51	408.37
	EF	2.5	294.43	-175.14	-246.91	1.34	228.83	93.01
	FG	4.65	304.06	-246.91	-562.62	2.54	825.50	435.34
	GH	4.5	375.32	-562.62	0	1.98	1185.82	838.13

• **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)

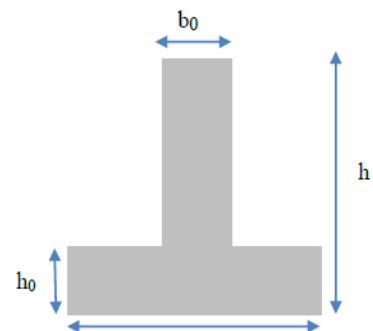
$$h = 0.7m ; h_0 = 0.3m.$$

$$b_0 = 0.50m ; d = 0.65.$$

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

$$\frac{b-0.5}{2} \leq \min(0.75m, 0.1m).$$

$$\Rightarrow b \geq (2 \times 0.1 + 0.5) = 0.70m.$$



**Figure VI.5 :** Schéma de rupture sens y-y.

**a) travée :**

$$M_{TU} = 0.7 \times 0.3 \times 14.20 \times \left(0.65 - \frac{0.3}{2}\right) = 1.491MN.m > M_U = 1.083MN.m \Rightarrow \text{calcul d'une}$$

section (b × h).

**b) appuis**

$$M_{TU} = 0.7 \times 0.3 \times 14.20 \times \left(0.65 - \frac{0.3}{2}\right) = 1.491MN.m > M_U = 0.7699MN.m. \Rightarrow \text{calcul d'une}$$

sectin (b × h).

Le résultat sont récapitulé s dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.6 :** Résultats de ferrailage des nervures sens x-x.

Sens	Localisation	M <sub>U</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
X-X	Travée	1083.82	59.09	3.92	64.80	10HA25+5HA20
	Appui	-769.96	40.08	3.92	41.47	10HA20+5HA16

**Sens (y-y) :**

$$\frac{b-0.5}{2} \leq \min(0.5m ; 0.15m) \Rightarrow b = 0.8m.$$

**a) travée :**

$$M_{TU} = 0.8 \times 0.3 \times 14.20 \times \left(0.65 - \frac{0.3}{2}\right) = 1.704MN.m > M_U = 1.129MN.m. \Rightarrow \text{calcul d'une section } (b \times h).$$

**b) appui :**

$$M_{TU} = 0.8 \times 0.3 \times 14.20 \times \left(0.65 - \frac{0.3}{2}\right) = 1.704MN.m > M_U = 0.6437MN.m. \Rightarrow \text{calcul d'une section } (b \times h).$$

Le résultat sont récapitulé s dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.7 :** Résultats de ferrailage des nervures sens y-y.

Sens	Localisation	M <sub>U</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
Y-Y	Travée	1129.56	66.78	3.92	68.33	12HA25+3HA20
	Appui	-643.75	32.45	3.92	33.18	9HA20+1HA25

**Vérification :**

**A L'ELU :**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right).$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.8 :** Vérification de l'effort tranchant.

Sens	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Observation
X-X	-1260.11	3.87	2.5	Ne pas vérifier
Y-Y	1316.23	4.04	2.5	Ne pas vérifier

On remarque que le cisaillement n'est pas vérifié dans les deux sens donc on va augmenter les sections des nervures.

**Tableau VI.9 :** Vérification de l'effort tranchant.

Sens	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Observation
X-X	-1260.11	2.4	2.5	vérifier
Y-Y	1316.23	2.35	2.5	Vérifier

Donc les nouvelles dimensions des sections sont comme suit :

Sens (x-x) : b\*h= (70\*80) cm<sup>2</sup>

Sens (y-y): b\*h= (70\*85) cm<sup>2</sup>

**Tableau VI.10 :** Ferrailage des nervures à l'ELS.

Sens	Localisation	M <sub>U</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
x-x	travée	1083.82	46.63	6.33	48.83	5HA25+5HA20
	appui	769.96	31.89	6.33	33.18	9HA20+1HA25
y-y	travée	1129.56	45.03	6.76	49.09	10HA25
	appui	643.75	24.44	6.76	25.76	5HA20+5HA16

**A L'ELS :**

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

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

- **Les contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.11 : Vérification des contraintes.**

sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ MPa	$\sigma_s$ MPa	$\sigma_s$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa
x-x	travée	838.13	30.51	2112462	12.10	15	264.75	201.63
	appui	-562.62	26.31	1604857	9.22	15	207.36	201.63
y-y	travée	947.20	31.83	2461055	12.25	15	278.07	201.63
	appui	-465.32	24.70	1533261	7.49	15	251.69	201.63

On remarque que les contraintes d'acier ne sont pas vérifiées, donc on recalcule à l'ELS

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \times \bar{\sigma}_s}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \times \beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_s}$$

On aura :

**Tableau VI.12 : ferrailage des nervures à l'ELS.**

Localisation		Ms (KN.m)	$\beta$ (10 <sup>-2</sup> )	$\alpha$	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adap</sub> (cm <sup>2</sup> )	Le choix
x-x	travée	838.13	0.01	0.465	65.60	68.33	12HA25+3HA20
	appui	-562.62	0.07	0.398	42.89	47.12	15HA20
y-y	travée	947.20	0.01	0.482	69.85	73.63	15HA25
	appui	-465.32	0.05	0.346	32.60	33.18	9HA20+1HA25

➤ **Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est déterminée par la relation suivant :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{t\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(25 ; 22.85 ; 70)mm$$

$$\text{soit } \phi_t = 10mm \text{ et } A_{trans} = 6\phi 10 = 4.71mm^2 \text{ (2 cadre + létrée).}$$

valable dans les 2sens (x et y).

**Espacement des aciers transversaux:**

$$1) S_t \leq \min(0.9d ; 40)cm \Rightarrow S_t \leq \min(65.5 ; 40)cm \Rightarrow S_t \leq 40cm.$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{4.71 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.70} = 67cm.$$

$$3) S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 4.71 \times 10^{-4} \times 400}{0.7 \times [2.5 - 0.3 \times 2.1]} = 11.5 \text{ cm}$$

soit  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

➤ **Armatures de peau :**

La hauteur des nervures est  $h = 80 \text{ cm}$ , dans ce cas le CBA (article A.7.3) préconise de mettre des armatures de peau de section  $A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  de hauteur.

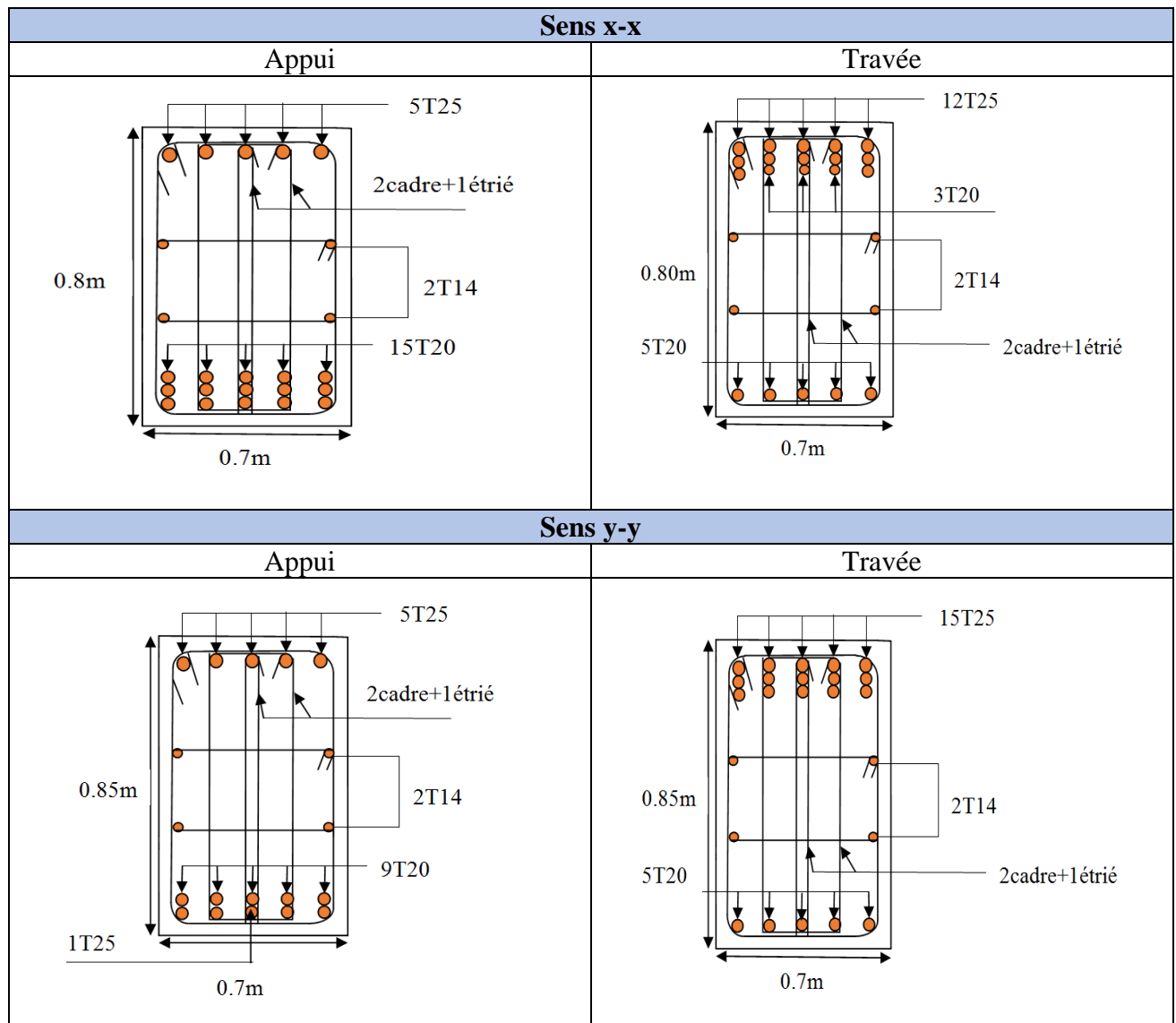
pour  $h = .80 \text{ cm}$   $A_p = 3 \times 0.8 = 2.4 \text{ cm}^2$ . On opte 2 HA14 =  $3.08 \text{ cm}^2 / \text{face}$ .

pour  $h = 85 \text{ cm}$   $A_p = 3 \times 0.85 = 2.55 \text{ cm}^2$  On opte 2 HA14 =  $3.08 \text{ cm}^2 / \text{face}$ .

plus un cadre de T8

• **Schéma de ferrailage des nervures :**

**Tableau VI.13 :** Schéma de ferrailage des nervures.



**VI.5. Conclusion :**

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul de l'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que de caractéristique géométrique de la structure.

Nous avons procédé un calcul avec semelle isolé, ce dernier ne convient pas à cause de chevauchement qu'elle engendré et le même problème a été observé en menant le calcul avec semelle filante, ensuite nous avons passé à un calcul avec radier général. Ce dernier a été calcul comme un plancher renversé.



# Conclusion

## Conclusion générale

Ce travail nous a été d'une grande importance puisqu'il nous a permis d'exploiter et d'évaluer nos connaissances acquises durant notre cursus, et d'apprendre les différentes méthodes de calcul, les concepts et les règlements gouvernant le domaine étudié.

D'après les résultats de l'étude que nous avons effectuée, on peut souligner les points ci-après :

1. Les voiles de contreventement sont d'une très grande importance vis-à-vis la dissipation des efforts horizontaux.
2. La bonne disposition des voiles joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
3. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques. Ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
4. Pour garantir une stabilité de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
5. Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
6. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments secondaires de la structure.
7. Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.
8. Pour la réalisation de cet ouvrage, un contrôle de qualité des matériaux et d'exécution est nécessaire.
9. La modélisation des escaliers dans la superstructure influe directement sur la nature des modes de vibration, et elles peuvent engendrer des modes de torsion non négligeables.
10. Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

Outre que la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser par le choix des sections de béton et d'acier dans les éléments porteurs de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales imposées par le règlement.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points, respect de réglementation parasismique, conception architecturale parasismique et mise en œuvre soignée de la construction.

# Annexes

### 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

# ANNEXE 1

## DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
<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	0,8358
<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
$U/l_y$											
<b>0,0</b>	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
<b>0,1</b>	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
<b>0,2</b>	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
<b>0,3</b>	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
<b>0,4</b>	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
<b>0,5</b>	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
<b>0,6</b>	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
<b>0,7</b>	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
<b>0,8</b>	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
<b>0,9</b>	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
<b>1</b>	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

**Note :** Pour avoir les valeurs de  $M_2$  ; il suffit de permuter  
U et V

# Bibliographie

## **Bibliographie :**

- Règles Parasismiques Algériennes, RPA 99 / version 2003.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93),
- Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2),
- Cours Béton armé (Université de Bejaia).
- Cours Dynamique des structures (Université de Bejaia).
- Logiciel d'analyse des structures SAP2000/version.14.



# ANNEXE IV

**Caractéristiques générales**

- Installation : en simplex pour les dispositions en batterie, consulter la table T31  
 - Accès : simple accès  
 - Distance mini entre niveaux : 255 cm  
 - Alimentation : collective (à sensibilité sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture normale trafic intense)  
 - Portes : automatiques

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN local des machines		
	BO	TO	HO		TRI 220 V In	Id	TRI 380 V In	Id		FC	DM	PM
355 360	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 360	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 360	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	160 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	260	460	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
530	260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33500	14000	3000
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	33500	12500	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 440	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
590	260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16500	7000

☐ Symbole attribué par le Comité National de Liaison pour la Réhabilitation des Handicapés (autarcisme) (article n° 001). Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et sont accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

☐ Il n'est pas possible de donner des valeurs précises, par le caractère d'un document général. S'agissant d'appareils à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre Coordinateur Solétra national.

# Performances & Raffinement

## Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes  
machinerie supérieure  
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de port	Dimensions de gare	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	
<b>630</b> 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
	1,50	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160	
<b>1000</b> 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
	1,50	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160	
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	190 220	
		TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320	
<b>1250</b> 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160	
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160	
	1,50	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220	
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320	
<b>1600</b> 21 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160	
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160	
	1,50	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220	
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	
5,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400		

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Entrainement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. (2) Les profondeurs de cuvette en hauteur sont données dans la documentation T 30-300. ACVF = ascenseur sans vis de fréquence, TD 2 = traction sans câble. Le passage est calculé suivant le norme CEN 12100 et CEN 1095. TD 2 = Traction sans câble (Traction de traction sans câble).