

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° :



DOMAINE : SCIENCE ET TECHNOLOGIE

FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURES

Mémoire présenté pour l'obtention  
Du diplôme de Master Académique

Par : LATRECHE Amal & LADGHEM CHIKOUCHE Imane

Intitulé

**Etude technique avec évaluation métrique  
d'un bâtiment à usage mixte  
(R+7 avec sous-sol)**

Soutenu devant le jury composé de :

Dr. MENASRI Abderrazek	Université de M'sila	Président
Dr. SILINE Mohammed	Université de M'sila	Encadreur
Dr. MENASRI Youcef	Université de M'sila	Examineur
Dr. OUZANDJA Djamel	Université de M'sila	Examineur

Année universitaire : 2018/2019

# Remerciements

*Nous tenons tout d'abord à remercier le Bon Dieu pour nous avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce travail, et qui nous a éclairé les chemins par la lumière de son immense savoir.*

*Nous ne pouvons, réellement, trouver les expressions élégantes que mérite notre encadreur **Dr. SILINE Mohammed**, afin de le remercier pour sa sympathie sa patience, ses encouragements ses conseils, son aide, ainsi que pour le temps qu'il a consacré pour nous.*

*Ainsi nous remercions tous les membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.*

*Nous remercions également l'ensemble des enseignants du département de génie civil*

*Nous saisissons également cette opportunité pour remercier les membres du B.E.R.M'sila **Mr : KINAN.SAMIR ; Mme : ELHACHMI.R**, et les gens de CTC **Mme MENASERIS, Mr DEBI Fouad** qui nous ont beaucoup aidé pour élaborer ce travail.*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste mémoire de fin d'étude à :  
A mes très chères parents qui m'ont soutenue  
moralement et financièrement et de tendresse  
qu'Allah me les garde durant toute ma vie.*

*A mes frères : Abdelbasset et Abdessamed.*

*Mes grandes mère ; mes oncles et tantes. Et toute ma  
famille.*

*A ma sœur et mon binôme et sa respectueuse  
Famille.*

*Au père de mon binôme : LADGHEM  
CHIKOUCHA*

*A mes amies intimes*

*A mes très chères cousins et cousines*

*Tous les autres que je n'ai pas cité dans ma dédicace.*

# Dédicaces

*Je dédie ce travail :*

*Tout d'abord à mes parents; à ma tendre mère qui m'a mis au monde et a veillé à mon bonheur; à mon père qui a tout donné, qui m'a encouragée d'avantage pour ma réussite dans ma vie. Je leurs éprouve ma profonde gratitude et je leurs promet d'être toujours à leurs côtés. Je vous aime et que dieu vous garde pour nous tous.*

*A mon cher frère: Mohammed.*

*A mes très chers sœurs: Wafa, Amina et Son fils Mohammed Wassim.*

*A toutes personnes qui ma aider dans ce travail surtout*

*Monsieur AICHE Ishaq.*

*A mes copines: Ahlam et Mouna.*

*A toute ma famille sans exception.*

*A mon amie et mon binôme LATRECHE Amal.*

*LADGHEM CHIKOUCHE Imane*

# TABLE DES MATIERES

---

## TABLE DES MATIERES

<b>Introduction générale.</b> .....	<b>1</b>
<b>Chapitre I présentation de l'ouvrage</b>	
Introduction. ....	3
I. Présentation de l'ouvrage. ....	3
I.1 Données administratives. ....	3
I.2 Documents graphiques. ....	3
I.3 Caractéristiques géométriques. ....	5
I.4 Données géotechniques du site. ....	5
I.5 Description de l'ouvrage. ....	5
I.6 Caractéristiques des matériaux. ....	7
I.6.1 Béton. ....	7
I.6.2 Acier. ....	9
<b>Chapitre II Pré dimensionnement et descente des charges</b>	
Introduction .....	11
II.1 Pré dimensionnement. ....	11
II.1.1 Les planchers .....	11
II.1.2 Les nervures. ....	12
II.1.3 Les poutres. ....	13
II.1.4 Les poteaux .....	14
II.1.5 Les voiles. ....	15
II.1.6 Les escaliers. ....	15
II.2 Evaluation des charges et surcharges. ....	17
II.3 Descente des charges. ....	21
<b>Chapitre III Calcul des éléments secondaires.</b>	
Introduction. ....	35
III.1 L'acrotère. ....	35
III.2 Poutre de chaînage. ....	39
III.3 Les escaliers. ....	42

# TABLE DES MATIERES

---

III.4 Poutre palière. ....	47
III.5 Etude du plancher à corps creux. ....	51
III.6 Ascenseur. ....	61
<b>Chapitre IV Calcul des éléments structuraux</b>	
Introduction .....	68
IV.1 Choix de la méthode de calcul. ....	68
IV.2 ferrailage des éléments structuraux. ....	77
IV.2.1 Les combinaisons de calcul. ....	77
IV.2.2 Les poutres. ....	78
IV.2.3 Les poteaux. ....	83
IV.2.4 Les voile. ....	88
<b>Chapitre V Calcul de l'infrastructure.</b>	
Introduction. ....	92
V.1 Les fondations .....	92
V.1.1 Les combinaisons de calcul. ....	92
V.1.2 Choix du type de fondation. ....	92
V.1.2.1 Vérification des semelles isolées. ....	93
V.1.2.2 Vérification des semelles filantes. ....	93
V.1.2.3 Etude du radier général. ....	94
V.2 Etude du voile périphérique. ....	103
V.2.1 Définition. ....	103
V.2.2 Dimensionnement du voile. ....	104
V.2.3 Caractéristiques géotechniques du sol. ....	104
V.2.4 Evaluation des charges et surcharges. ....	104
V.2.5 Calcul des sollicitations. ....	104
V.2.6 Calcul des moments. ....	105
V.2.7 Ferrailage du voile. ....	106
V.2.8 Vérification à l'E.L.S. ....	106

# TABLE DES MATIERES

---

## Chapitre VI Evaluation quantitative (métré)

Introduction. ....	109
VI.1 But de l'évaluation quantitative. ....	109
VI.2 Les calculs. ....	109
VI.2.1 Béton. ....	109
a- Les poteaux. ....	109
b- Les poutres. ....	109
c- Les voiles. ....	110
d- Les voiles périphériques. ....	111
e- Acrotère. ....	111
f- Les escaliers. ....	111
g- Radier. ....	112
VI.2.2 Acier. ....	113
a- Acrotère. ....	113
b- Poutre chaînage. ....	113
c- Poutre palière. ....	115
d- Escalier. ....	116
e- Les poutres principales. ....	117
f- Les poutres secondaires. ....	119
g- Les poteaux. ....	121
h- Les voiles. ....	122
i- Les voiles périphériques. ....	123
j- Dalle et débord. ....	124
k- Nervure. ....	124
<b>Conclusion générale.</b> ....	<b>125</b>
<b>Références bibliographiques.</b> ....	<b>126</b>

## **LISTE DES TABLEAUX**

<i>Tab.I.1 : Caractéristiques géométriques.....</i>	<i>(3)</i>
<i>Tab.II.1: Tableau récapitulatif.....</i>	<i>(10)</i>
<i>Tab.II.2 : Epaisseur du voile.....</i>	<i>(13)</i>
<i>Tab.II.3 : Plancher terrasse (inaccessible) .....</i>	<i>(15)</i>
<i>Tab.II.4 : Sous-sol.....</i>	<i>(15)</i>
<i>Tab.II.5 : Plancher RDC (commercial) .....</i>	<i>(16)</i>
<i>Tab.II.6 : Plancher étage courant (habitation).....</i>	<i>(16)</i>
<i>Tab.II.7 : Mur extérieur.....</i>	<i>(16)</i>
<i>Tab.II.8 : Mur intérieur.....</i>	<i>(17)</i>
<i>Tab II.9 : Balcon.....</i>	<i>(17)</i>
<i>Tab.II.10 : Voile.....</i>	<i>(18)</i>
<i>Tab.II.11 : Palliase.....</i>	<i>(18)</i>
<i>Tab.II.12 : Palier.....</i>	<i>(18)</i>
<i>Tab.II.13 : Tableau récapitulatif.....</i>	<i>(19)</i>
<i>Tab.II.14: Descente des charges poteau intermédiaire.....</i>	<i>(20-22)</i>
<i>Tab.II.15 : Descente des charges poteau d'angle.....</i>	<i>(23-26)</i>
<i>Tab.II.16 : Descente des charges poteau de rive.....</i>	<i>(26-30)</i>
<i>Tab.II.17 : Vérification de la section de poteau.....</i>	<i>(32)</i>
<i>Tab.III.1 Moments et efforts normaux.....</i>	<i>(34)</i>
<i>Tab.III.2 Ferailage d'une poutre chaînage.....</i>	<i>(38)</i>
<i>Tab.III.3 : Vérification des contraintes.....</i>	<i>(39)</i>
<i>Tab.III.4 : Calcul de la combinaison.....</i>	<i>(40)</i>
<i>Tab.III.5 : Résultats des moments à l'E.L.U et à l'E.L.S.....</i>	<i>(42)</i>
<i>Tab.III.6 : Ferrailage d'escalier.....</i>	<i>(43)</i>
<i>Tab.III.7 : Vérification des contraintes.....</i>	<i>(44)</i>
<i>Tab.III.8 : Calcul des moments.....</i>	<i>(46)</i>
<i>Tab.III.9 : Ferailage d'une poutre palière.....</i>	<i>(47)</i>
<i>Tab.III.10 : Vérification des contraintes.....</i>	<i>(48)</i>
<i>Tab.III.11 : Charges et surcharges revenant aux poutrelles.....</i>	<i>(50)</i>
<i>Tab.III.12 : Calcul des moments isostatiques.....</i>	<i>(50)</i>
<i>Tab.III.13 : Moments sur appui à l'E.L.U et à l'E.L.S.....</i>	<i>(51)</i>

<b>Tab.III.14</b> : Moments en travée à l'E.L.U et à l'E.L.S.....	(53)
<b>Tab.III.15</b> : Effort tranchant .....	(55)
<b>Tab.III.16</b> : Moments et efforts max à l'E.L.U et à l'E.L.S.....	(55)
<b>Tab.III.17</b> : Vérification des contraintes.....	(58)
<b>Tab.III.18</b> : Les valeurs de $\mu_x$ et $\mu_y$ à l'E.L.U et l'E.L.S.....	(62)
<b>Tab.III.19</b> : Ferrailage de l'ascenseur.....	(63)
<b>Tab.III.20</b> : Vérification des contraintes de l'ascenseur.....	(63)
<b>Tab.III.21</b> : Cas d'une charge concentrée.....	(65)
<b>Tab.IV.1</b> : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	(71)
<b>Tab.IV.2</b> : Centre de masse et de torsion de chaque étage.....	(72)
<b>Tab.IV.3</b> : Caractéristiques dynamiques de la structure.....	(72)
<b>Tab.IV.4</b> Résultat de nombre des modes à considérer.....	(73)
<b>Tab.IV.5</b> : Vérification de la stabilité au renversement (X-X) .....	(74)
<b>Tab.IV.6</b> : Vérification de la stabilité au renversement (Y-Y) .....	(74)
<b>Tab.IV.7</b> : Vérification Effets P- $\Delta$ (X-X) .....	(75)
<b>Tab.IV.8</b> : Vérification Effets P- $\Delta$ (Y-Y) .....	(75)
<b>Tab.IV.9</b> : Vérification de l'effort normal réduit.....	(76)
<b>Tab.IV.10</b> : Sollicitations des poutres principales.....	(77)
<b>Tab.IV.11</b> : sollicitations des poutres secondaires.....	(78)
<b>Tab.IV.12</b> : Ferrailage longitudinal des poutres principales.....	(78)
<b>Tab.IV.13</b> : Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.....	(79)
<b>Tab.IV.14</b> : Ferrailage transversal des poutres.....	(79)
<b>Tab.IV.15</b> : Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales.....	(80)
<b>Tab.IV.16</b> : Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres secondaires.....	(80)
<b>Tab.IV.17</b> : pourcentage minimal du RPA99 de l'armature longitudinale.....	(82)
<b>Tab.IV.18</b> : Ferrailage longitudinal des poteaux.....	(83)
<b>Tab.IV.19</b> : Ferrailage transversal des poteaux.....	(84)
<b>Tab.IV.20</b> : Vérification de cisaillement des poteaux.....	(85)
<b>Tab.IV.21</b> : Vérification des contraintes des poteaux.....	(85)
<b>Tab.IV.22</b> : Vérification de flambement des poteaux.....	(85)
<b>Tab.IV.23</b> : Vérification de cisaillement des voiles sens X-X.....	(88)
<b>Tab.IV.24</b> : vérification de cisaillement des voiles sens Y-Y.....	(88)
<b>Tab.IV.25</b> : Ferrailage longitudinal des voiles (X-X) .....	(89)

<i>Tab.IV.26: Ferrailage longitudinal des voiles (Y-Y) .....</i>	<i>.....(89)</i>
<i>Tab.IV.27: Ferrailage transversale des voiles dans les deux sens.....</i>	<i>.....(89)</i>
<i>Tab.V.1 : Les valeurs de <math>\mu_x</math> et <math>\mu_y</math> à l'E.L.U et l'E.L.S.....</i>	<i>.....(96)</i>
<i>Tab.V.2 : Ferrailage de la dalle.....</i>	<i>.....(96)</i>
<i>Tab.V.3 : Vérification des contraintes de la dalle.....</i>	<i>.....(97)</i>
<i>Tab.V.4 : Vérification des contraintes après augmentation des sections.....</i>	<i>.....(97)</i>
<i>Tab.V.5 : Ferrailage du débord.....</i>	<i>.....(98)</i>
<i>Tab.V.6 : Vérification des contraintes du débord.....</i>	<i>.....(99)</i>
<i>Tab.V.7 : Ferrailage des nervures.....</i>	<i>.....(100)</i>
<i>Tab.V.8 : Vérification des contraintes des nervures.....</i>	<i>.....(100)</i>
<i>Tab.V.9 : Ferrailage des voiles périphériques.....</i>	<i>.....(104)</i>
<i>Tab.V.10: Vérification des contraintes des voiles.....</i>	<i>.....(105)</i>
<i>Tab.VI.1 : Quantités de béton des poteaux.....</i>	<i>.....(107)</i>
<i>Tab.VI.2 : Quantités de béton des poutres principales.....</i>	<i>.....(107)</i>
<i>Tab.VI.3 : Quantités de béton des poutres secondaires. ....</i>	<i>.....(108)</i>
<i>Tab.VI.4 : Quantités de béton des poutres chaînages. ....</i>	<i>.....(108)</i>
<i>Tab.VI.5 : Quantités de béton des poutres palières. ....</i>	<i>.....(108)</i>
<i>Tab.VI.6 : Quantités de béton des voiles. ....</i>	<i>.....(108)</i>
<i>Tab.VI.7 : Quantités de béton des voiles périphériques.....</i>	<i>.....(109)</i>
<i>Tab.VI.8 : Quantités de béton de l'acrotère.....</i>	<i>.....(109)</i>
<i>Tab.VI.9 : Quantités de béton des escaliers.....</i>	<i>.....(109)</i>
<i>Tab.VI.10 : Quantités de béton de dalle et débord.....</i>	<i>.....(110)</i>
<i>Tab.VI.11 : Quantités de béton de Nervure.....</i>	<i>.....(110)</i>
<i>Tab.VI.12 : Tableau récapitulatif.....</i>	<i>.....(110)</i>
<i>Tab.VI.13 : Le poids d'acier.....</i>	<i>.....(111)</i>
<i>Tab.VI.14 : La quantité d'acier d'acrotère.....</i>	<i>.....(111)</i>
<i>Tab.VI.15 : La quantité d'acier longitudinal des poutres chaînages.....</i>	<i>.....(112)</i>
<i>Tab.VI.16 : La quantité d'acier transversal des poutres chaînages.....</i>	<i>.....(112)</i>
<i>Tab.VI.17 : La quantité d'acier longitudinal des poutres palières.....</i>	<i>.....(113)</i>
<i>Tab.VI.18: La quantité d'acier transversal des poutres palières.....</i>	<i>.....(114)</i>
<i>Tab.VI.19 : La quantité d'acier transversal et longitudinal dans l'escalier.....</i>	<i>.....(114)</i>
<i>Tab.VI.20 : La quantité d'acier longitudinal des poutres principales.....</i>	<i>.....(115)</i>
<i>Tab.VI.21: La quantité d'acier transversal des poutres principale.....</i>	<i>.....(116)</i>

<i>Tab.VI.22 : La quantité d'acier longitudinal des poutres secondaires.....</i>	<i>(117)</i>
<i>Tab.VI.23 : La quantité d'acier transversal des poutres secondaires.....</i>	<i>(118)</i>
<i>Tab.VI.24 : La quantité d'acier longitudinal des poteaux.....</i>	<i>(119)</i>
<i>Tab.VI.25 : La quantité d'acier transversal des poteaux.....</i>	<i>(120)</i>
<i>Tab.VI.26 : La quantité d'aciers longitudinaux des voiles.....</i>	<i>(120)</i>
<i>Tab.VI.27 : La quantité d'aciers transversaux des voiles.....</i>	<i>(121)</i>
<i>Tab.VI.28 : La quantité d'aciers des voiles périphériques.....</i>	<i>(121)</i>
<i>Tab.VI.29 : La quantité d'aciers de dalle et débord.....</i>	<i>(122)</i>
<i>Tab.VI.30 : La quantité d'aciers de la nervure.....</i>	<i>(122)</i>
<i>Tab.VI.31 : Tableau récapitulatif d'acier.....</i>	<i>(123)</i>
<i>Tab.VI.32 : terrassement.....</i>	<i>(123)</i>
<i>Tab.VI.33 : Quantités de béton des planchers.....</i>	<i>(123)</i>

## **LISTE DES FIGURES**

<i>Fig.I.1 : Plan de masse.....</i>	<i>(2)</i>
<i>Fig.I.2 : Plan de situation.....</i>	<i>(2)</i>
<i>Fig.I.3 : Diagramme déformation-contrainte du béton .....</i>	<i>(6)</i>
<i>Fig.I.4 : Diagramme déformation-contrainte d'acier.....</i>	<i>(7)</i>
<i>Fig.II.1 : Dimensions de la nervure.....</i>	<i>(9)</i>
<i>Fig.II.2 : Dimensions de la poutre principale.....</i>	<i>(10)</i>
<i>Fig.II.3 : Dimensions de la poutre secondaire.....</i>	<i>(10)</i>
<i>Fig.II.4 : Dimensions de la poutre chaînage.....</i>	<i>(11)</i>
<i>Fig.II.5 : Les escaliers.....</i>	<i>(12)</i>
<i>Fig.II.6 : Acrotère.....</i>	<i>(16)</i>
<i>Fig.II.7 : Poteau intermédiaire.....</i>	<i>(18)</i>
<i>Fig.II.8 : Poteau d'angle.....</i>	<i>(21)</i>
<i>Fig.II.9 : Poteau de rive.....</i>	<i>(24)</i>
<i>Fig.III.1 : Dimensions de l'acrotère .....</i>	<i>(33)</i>
<i>Fig.III.2 : Schéma statique de l'acrotère.....</i>	<i>(33)</i>
<i>Fig.III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....</i>	<i>(36)</i>
<i>Fig.III.4 : Schéma de ferrailage de poutre chaînage.....</i>	<i>(38)</i>
<i>Fig.III.5 : Schéma statique de l'escalier.....</i>	<i>(38)</i>
<i>Fig.III.6 : Schéma statique de l'escalier à l'E.L.U.....</i>	<i>(39)</i>
<i>Fig.III.7 : Schéma statique de l'escalier à l'E.L.S.....</i>	<i>(40)</i>
<i>Fig.III.8 : Schéma de ferrailage d'escalier.....</i>	<i>(43)</i>
<i>Fig.III.9 : Dimensions de la poutre palière.....</i>	<i>(44)</i>
<i>Fig.III.10 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....</i>	<i>(47)</i>
<i>Fig.III.11 : Schéma de ferrailage de nervure.....</i>	<i>(56)</i>
<i>Fig.III.12 : La dalle d'ascenseur et sa surface d'impact.....</i>	<i>(61)</i>
<i>Fig.IV.1 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur dans les deux sens....</i>	<i>(67)</i>
<i>Fig.IV.2 : Exemple de ferrailage des poutres principales (Niveau 1à7) .....</i>	<i>(76)</i>
<i>Fig.IV.3 : Exemple de ferrailage des poutres secondaires (Niveau 4).....</i>	<i>(77)</i>
<i>Fig.IV.4 : Schéma de ferrailage d'un poteau.....</i>	<i>(82)</i>
<i>Fig.IV.5 : Disposition des voiles selon X-X.....</i>	<i>(83)</i>
<i>Fig.IV.6 : Disposition des voiles selon Y-Y.....</i>	<i>(83)</i>

<b>Fig.IV.7 : Schéma de ferrailage des voiles.....</b>	<b>(86)</b>
<b>Fig.V.1 : Semelle filante.....</b>	<b>(88)</b>
<b>Fig.V.2 : Dimensions du radier.....</b>	<b>(89)</b>
<b>Fig.V.3 : Schéma de ferrailage de radier.....</b>	<b>(94)</b>
<b>Fig.V.4: Répartition des contraintes sur le débord.....</b>	<b>(94)</b>
<b>Fig.V.5: Schéma de ferrailage du débord.....</b>	<b>(94)</b>
<b>Fig.V.6: Section à ferrailer.....</b>	<b>(96)</b>
<b>Fig.V.7: Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x.....</b>	<b>(97)</b>
<b>Fig.V.8: Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y.....</b>	<b>(98)</b>
<b>Fig.V.9 : diagramme des contraintes.....</b>	<b>(99)</b>
<b>Fig.V.10 : Ferrailage du voile périphérique.....</b>	<b>(102)</b>

**LISTE DES SYMBOLES**

$\theta$ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction.

$\varepsilon_s$ : L'allongement limite (%).

$M_t$ : Moment fléchissant en travée.

$M_a$ : Moment fléchissant en appuis.

$b$ : Largeur.

$L$ : Longueur.

$h$ : Hauteur.

$h_e$ : Hauteur d'étage.

$n$ : Nombre des marches d'escalier.

$L_p$ : Longueur de palliase.

$S$ : Surface.

$P$ : Poids.

$\rho$ : Poids volumique du béton.

$A_s$ : section d'acier comprimé.

$B_r$ : la section réduite du poteau.

$\lambda, \lambda_g$ : Élancement mécanique d'un élément comprimé.

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

$\beta$ : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique, coefficient de pondération

$a$ : Longueur ; distance ; dimension.

$l_f$ : Longueur de flambement.

$l_0$ : hauteur de poteau entre niveau.

$i$ : Rayon de giration.

$I$ : Moment d'inertie.

$B$ : Section du poteau.

$W_p$ : Poids de l'élément en considération.

$F$ : Force horizontale.

$F_p$ : Force sismique.

$F_q$ : Poussée horizontale.

$C_p$ : Facteur de force horizontale.

## **LISTE DES SYMBOLES**

---

$e_u$  : Excentricité ultime.

$e_{ser}$  : Excentricité service.

$e_0$  : Excentricité.

$e_a$  : Distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$A_{lu}$  : Section d'acier ultime de flexion simple.

$M_{ua}$  : Moment fléchissant fictif.

$\bar{\sigma}$  : Contrainte admissible de béton ou d'acier.

$d$  : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

$\alpha$  : Angle, coefficient sans dimension.

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle ou de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte tangentielle admissible.

$\sigma$  : Contrainte de béton ou d'acier.

$\eta$  : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement.

$Y$  : Ordonnée du centre de gravité de la section homogène.

$f_{ad}$  : Flèche admissible.

$D$  : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

$\xi$  : Le pourcentage d'amortissement critique.

$P_q$  : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$ .

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure.

$F_x, F_y$  : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

$F_t$  : la force concentrée.

$b_i$  : Centre de gravité de la structure

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.

$N_d$  : Effort normal de compression maximum.

$B_c$  : Section brute de l'élément.

$\rho_w, \rho_d$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$L_e$  : La longueur élastique.

$K$  : Coefficient de raideur du sol.

$\gamma_h$  : Poids volumique de terre humide.

$\sigma$  : Pausée de terre.

$\gamma_b$  : La masse volumique de béton.

# *Introduction Générale*

Le rôle de l'ingénieur de génie-civil dans un projet de construction est fondamental. Il doit calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (BAEL91) et les règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003 ont été utilisées dans ce projet. Certains calculs ont été effectués avec le logiciel ROBOT et les autres calculs ont été faits manuellement, tous les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel AUTOCAD.

Le manuscrit consiste en l'étude d'un bâtiment à usage mixte (commercial et habitation), comportant un sous-sol, un RDC et 7 étage, implanté dans la cité de Mouilha à M'sila qui est une zone de moyenne sismicité.

L'étude vise à garantir simultanément :

- La sécurité et la stabilité de l'ouvrage.
- L'économie qui sert à diminuer le coûts du projet.
- Le confort et l'esthétique.

La construction avec le béton armé (BA) présente un avantage économique, car le BA est moins cher que les autres matériaux de construction (charpente en bois ou métallique). Le BA peut présenter d'autres avantages tels que la durabilité, la résistance au feu, etc.

Le manuscrit a été présenté globalement en six chapitres :

**Le Premier chapitre :** consiste en la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments ainsi que le choix des matériaux utilisés.

**Le deuxième chapitre :** concerne les dimensions initiales des éléments porteurs et secondaires ainsi que l'évaluation des charges que comporte chacun de ces éléments.

# Introduction Générale

---

**Le troisième chapitre :** présente le calcul des sections finales de ferrailage et de coffrage pour les éléments secondaires (acrotère, poutrelle, escaliers, .....).

**Le quatrième chapitre :** concerne l'étude dynamique de la structure en utilisant le logiciel Robot 2009 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitations et charge sismique). Le chapitre présente également le calcul des sections finales de béton (coffrage) et d'armature (ferrailage) pour les éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles).

**Le cinquième chapitre :** comprend le choix et l'étude de l'infrastructure. Pour ce bâtiment nous avons choisi une fondation de type radier général, pour lequel nous avons calculé les sections nécessaires de béton et d'acier. Le chapitre de l'infrastructure s'est terminé bien évidemment par l'étude d'un voile périphérique.

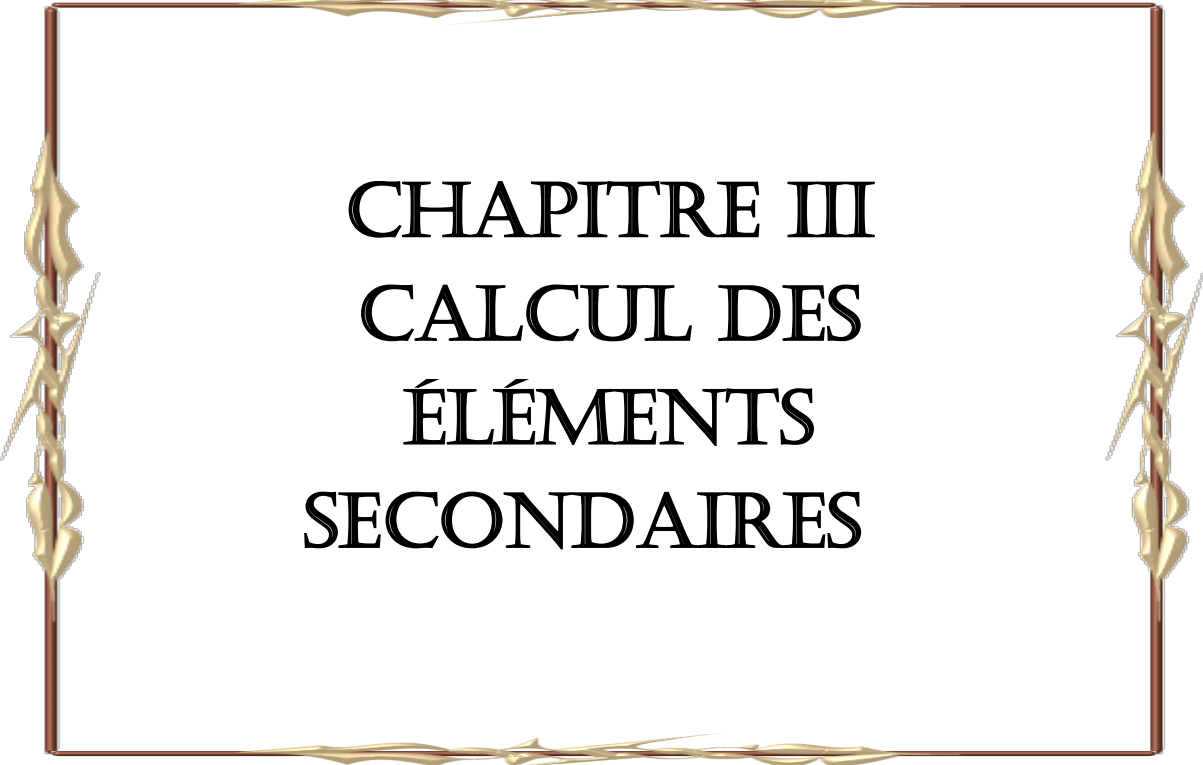
**Le sixième et le dernier chapitre :** concerne principalement une estimation sommaire des quantités de béton et d'acier (Métré) des éléments construits en BA dans ce bâtiment.



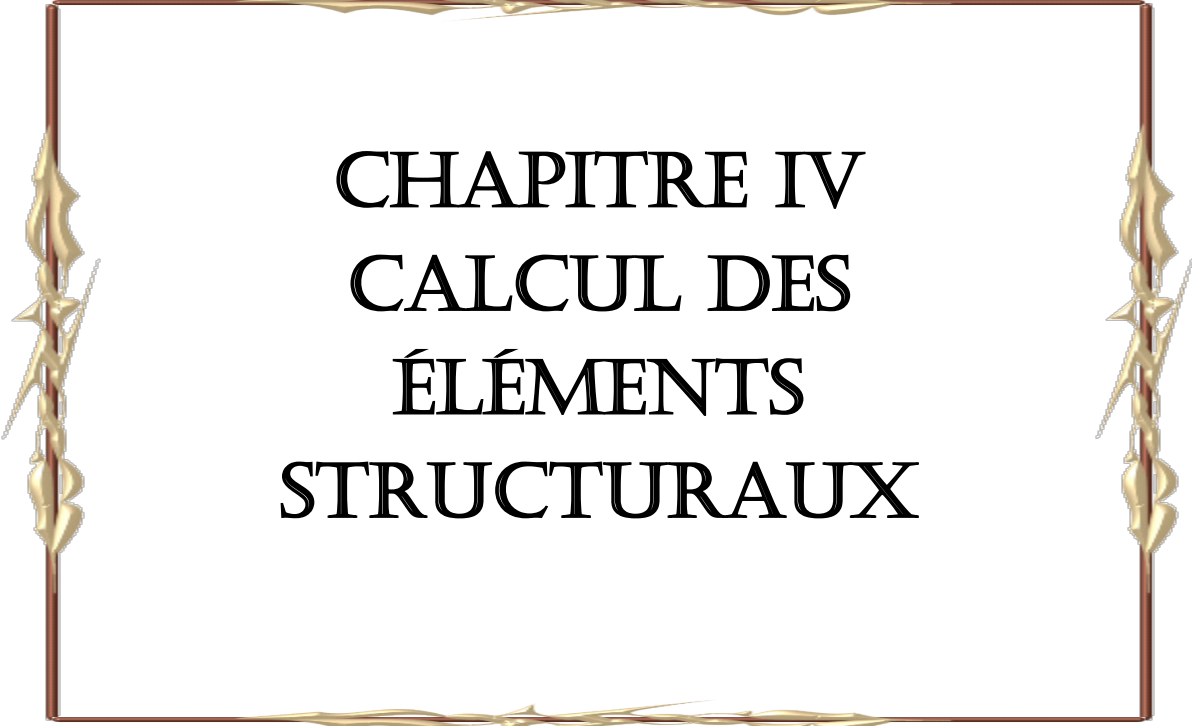
**CHAPITRE I  
PRÉSENTATION DE  
L'OUVRAGE**



CHAPITRE II  
PRÉ  
DIMENSIONNEMENT



CHAPITRE III  
CALCUL DES  
ÉLÉMENTS  
SECONDAIRES



CHAPITRE IV  
CALCUL DES  
ÉLÉMENTS  
STRUCTURAUX



**CHAPITRE V**  
**ÉTUDE DE**  
**L'INFRASTRUCTURE**



CHAPITRE VI  
ÉVALUATION  
QUANTITATIVE  
(MÉTRÉ)



**CONCLUSION  
GÉNÉRALE**



**INTRODUCTION  
GÉNÉRALE**

## **Introduction**

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

Ce premier chapitre sera consacré à la description sommaire de l'ouvrage à étudier, ainsi qu'une présentation des matériaux utilisés pour sa réalisation.

## **I. Présentation de l'ouvrage**

Le sujet de ce mémoire consiste à étudier un bâtiment ( R+7 avec un sous-sol ) à usage multiple. Le bâtiment est constitué de :

- Un sous-sol, destiné aux opérations de stockage et au stationnement.
- Un rez de chaussée (RDC) réservé à l'usage commercial.
- 7 étages pour l'usage d'habitation.

Le bâtiment envisagé est situé dans la cité Mouilha à la ville de M'sila. Il s'agit d'une zone de moyenne sismicité ( zone II-a) selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003, page117). Selon l'importance, l'ouvrage est classé dans le groupe 2 (Ouvrage courant ou d'importance moyenne, le RPA 99 version 2003 page 25).

### **I.1 Données administratives:**

Le projet entre dans le cadre d'une promotion immobilière du programme 2016-2018, à caractère privé; dont la livraison est prévue dans 24 mois.

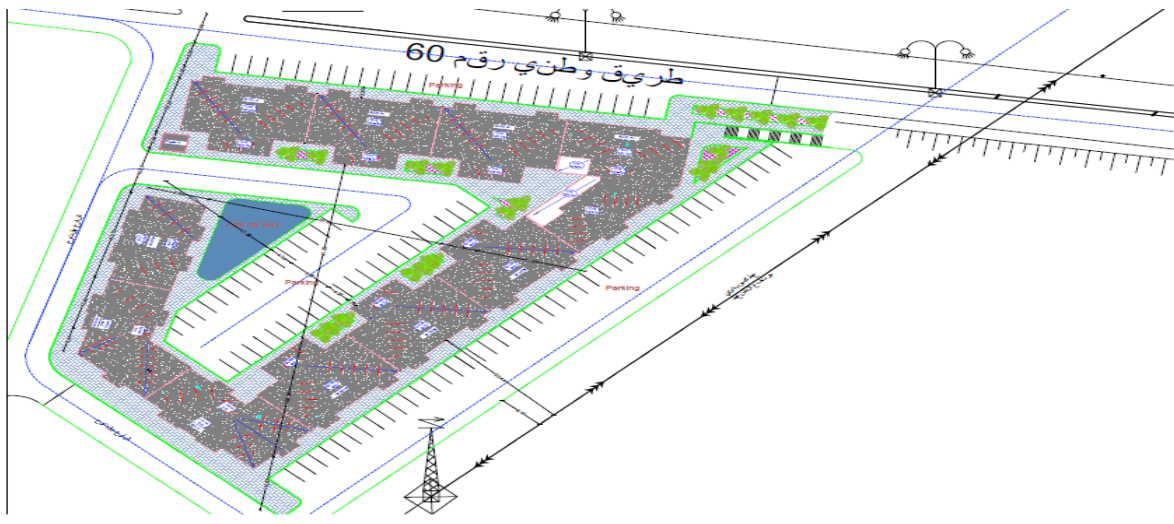
Les acteurs de cette opération sont:

- Maître d'ouvrage : SARL OUADAH promotion immobilière
- Maître d'œuvre : bureau d'étude el Zahara
- Contrôle technique : CTC M'sila
- Entreprise : SARL OUADAH promotion immobilière

### **I.2 Documents graphiques**

#### **I.2.1 Plan de masse :**

Il présente l'emplacement de la construction par rapport à son voisinage immédiat. Il indique les limites et l'orientation du terrain, l'implantation et la hauteur de la construction, le tracé des voies de desserte et des raccordements.



*Fig.I.1 : Plan de masse*

### I.2.2 Plan de situation :

Le terrain étudié est situé au POS (Plan d'occupation des sols) N° 09 de la commune de M'sila, il est délimité:

- Au Nord par la route nationale N° 60.
- Au Sud par un terrain vide.
- A l'Est par une cité pavillonnaire.
- A l'Ouest par un terrain vide.



*Fig.I.2 : Plan de situation.*

### I.3 Caractéristiques géométriques

Longueur totale	<b>20.40 m</b>
Largeur totale	<b>15.10 m</b>
Hauteur de sous-sol	<b>3.06 m</b>
Hauteur de RDC	<b>3.4 m</b>
Hauteur étage courant	<b>3.06 m</b>
Hauteur totale avec acrotère	<b>25.42 m</b>

*Tab.I.1 : Caractéristiques géométriques*

### I.4 Données géotechniques du site

L'étude du sol a été réalisée par le laboratoire d'analyse technique SAHLI. Le rapport de sol a fourni les indications suivantes:

- Le sol de fondation de l'ouvrage est d'une formation géologique appartenant au terrain sédimentaire; il est composé essentiellement d'argile limoneuse. Ce type du sol possède une capacité portante moyenne.
- Le terrain étudiée est classé comme étant un sol meuble selon le RPA 99 version 2003page 26, il fait donc partie de la catégorie S3.
  - La contrainte admissible de sol  $\sigma_{adm} = 1.8$  bars
  - L'ancrage des semelles est à 1.8 m de profondeur à partir du niveau de terrain naturel.
  - Les résultats de l'analyse chimique révèlent un sol fortement agressif vis-à-vis le béton de l'infrastructure. A cet effet l'utilisation d'un ciment résistant aux sulfates ( C.R.S) pour le béton de l'infrastructure est nécessaire.

### I.5 Description de l'ouvrage

#### I.5.1 Le contreventement :

D'après le RPA 99 version 2003 page 30, nous avons opté, dans les deux directions de ce bâtiment, pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction portiques-voiles.

#### I.5.2 Les planchers :

Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux (hourdis + table de compression). Ce choix s'appuie sur les raisons suivantes :

- Ce type de planchers est facile à réaliser.
- C'est le plus économique.
- Il réduit le poids du plancher.

### **I.5.3 Maçonnerie :**

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est la brique creuse en terre cuite. Pour ce bâtiment, nous avons deux types de murs :

- **Murs extérieurs** : le remplissage des façades est composé :
  - ✓ D'une cloison en briques creuses de 15 cm d'épaisseur.
  - ✓ D'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
  - ✓ D'une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs** : leur remplissage s'effectue par des cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseurs.

### **I.5.4 Revêtement :**

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds .
- Céramique pour les salles d'eau.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

### **I.5.5 Les balcons :**

Les balcons de ce bâtiment seront réalisés en corps creux.

### **I.5.6 L'ascenseur :**

Vu le nombre d'étage, l'ascenseur est indispensable pour ce bâtiment. Il sert à faciliter les déplacements entre les étages.

### **I.5.7 Les escaliers :**

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre structure comprend deux types d'escaliers :

**Type 1** : escalier à deux volées, séparée par un palier de repos.

**Type 2** : escalier à trois volées et deux paliers de repos.

Les escaliers seront réalisés en béton armé et coulés sur place.

## I.6 Caractéristiques des matériaux :

Le calcul des structures en béton armé s'effectue à partir des hypothèses qui tiennent compte, en particulier, des caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux (béton et acier).

Ces caractéristiques concernent principalement:

- Les résistances mécaniques à la compression et à la traction.
- Les déformations (allongement et raccourcissement).
- Les diagrammes contraintes - déformations.

### I.6.1 Béton :

#### I.6.1.1 Définition :

Le béton est un mélange de liant (ciment + eau) et d'agrégat (gravillon + sable), dans des proportions définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

#### I.6.1.2 Caractéristiques mécaniques du béton :

- **La résistance à la compression :** BAEL91 version 99 (art A2.1.11 page 10) : le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise. et notée  $f_{c28}$ . la résistance à la compression à J jour  $f_{cj}$  est donnée par :

$$f_{cj} \begin{cases} \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{pour } (f_{c28} \leq 40\text{MPa}) \\ \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} & \text{pour } (f_{c28} > 40\text{MPa}) \end{cases}$$

- **La résistance à la traction :** BAEL91 version 99 (art A2.1.12 page 11) : la résistance caractéristique à la traction d'un béton à J jours est conventionnellement donnée par :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \quad (\text{MPa}).$$

#### I.6.1.3 Module de déformation longitudinale :

- Le module instantané  $E_{ij}$  : BAEL91 version 99 (A.2.1.21 page 12 )

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- Le module différé  $E_{vj}$  : BAEL91 version 99 (A.2.1.22 page 12 )

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

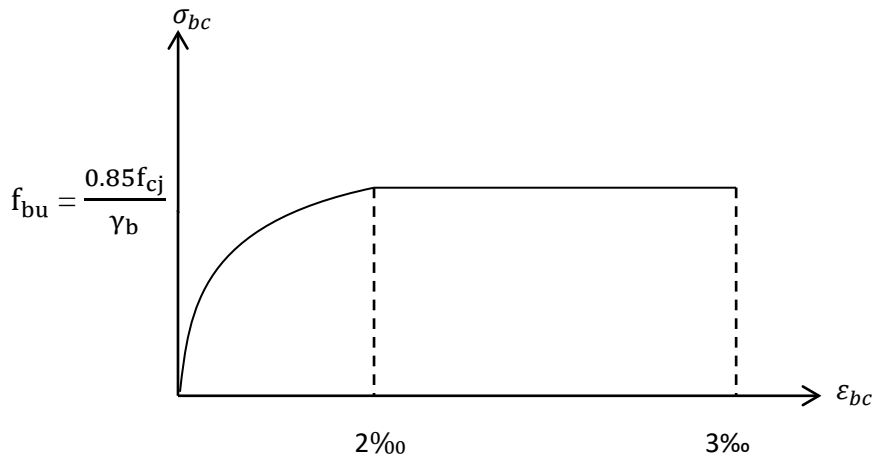
**I.6.1.4 Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,2 \text{ pour le calcul des déformations.} \\ \nu = 0 \text{ pour le calcul des sollicitations .} \end{array} \right.$$

**I.6.1.5 Diagramme déformations-contraintes : BAEL91 version 99 ( A.4.3.41 page 24)**

Le diagramme contraintes – déformations du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle ».



**Fig.I.3 : Diagramme déformation-contrainte du béton**

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{cj} \text{ : Contrainte de calcul}$$

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours

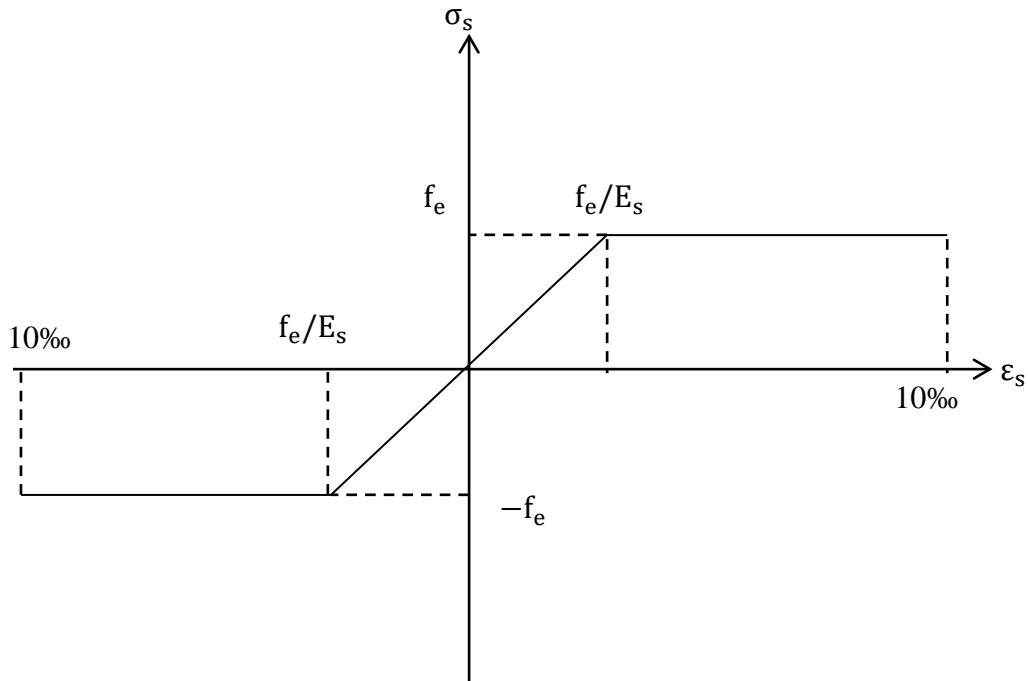
$$\gamma_b \text{ : Coefficient de sécurité } \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ cas de combinaisons fondamentales} \\ 1,15 \text{ cas de combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$$

$$\theta \text{ : Le coefficient } \theta \text{ prend les valeurs : } \theta = \left\{ \begin{array}{ll} 1 & \text{Pour une durée d'application } > 24 \text{ h.} \\ 0,9 & \text{Pour } 1 \leq \text{durée} \leq 24 \text{ h.} \\ 0,85 & \text{Si durée } < 1 \text{ h.} \end{array} \right.$$

**I.6.2 Acier : BAEL91 version 99 ( A.2.2 page 13)**

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de notre structure sont :

- Les barres à haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
- Les barres rondes et lisses de nuance FeE235 pour les armatures transversales.
- Les treillis soudés, pour l'hourdis des planchers à corps creux.



*Fig.I.4 : Diagramme déformation-contraainte d'acier*

Avec :

$f_e$  : D la limite élastique variant avec les différents types d'acier.

$\epsilon_s$  : L'allongement limite (‰).

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Pour les situations durables.} \\ 1 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

### I.6.2.1 Module d'élasticité d'acier :

$$E = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

### I.6.2.2 Hypothèses de calcul :

- Les sections planes restent planes après déformation.
- Pas de glissement entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire

du béton est limité à 3.5 ‰ .

- Les barres à haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
- Les barres rondes lisses de nuance FeE235 pour les armatures transversales.
- La contrainte de béton à la compression égale à 25 MPa.

## Introduction

Le pré dimensionnement des éléments structuraux a pour but de déterminer les dimensions de départ de ces éléments, dont le calcul est basé sur les règles prescrites dans les règlements: RPA99 version2003, BAEL99 version 99 et CBA 93.

## II.1 Pré-dimensionnement

### II.1.1 Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements de sol et les surcharges d'exploitation. Dans ce projet tous les planchers sont des planchers en corps creux.

- **Condition de flèche :** d'après le CBA 93(B.6.8.4.2.4)

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

$L = 4,10$  m (petite longueur entre nus d'appuis du grand panneau)

$h_t$  : Hauteur totale du plancher

$$h_t \geq \frac{410}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 18,22$$

- **Condition de résistance :**

$$\frac{h_t}{L} = \frac{15M_0}{M_t}$$

$$M_t = \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \text{ (livre pratique du BAEL91 page 303)}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} ; G \ll Q \Rightarrow \alpha = 1$$

$$M_t = \frac{1,5}{2} M_0 \Rightarrow M_t = 0,75M_0$$

$$h_t \geq \frac{0,75L}{15} \Rightarrow h_t \geq 20,5 \text{ cm}$$

$M_0$  : Moment de la travée considérée libre

$M_t$  : Le moment en travée de la portée considérée

Donc on adopte une épaisseur de  $h_t = 21$  cm, constituée de 16 cm corps creux et 5 cm dalle de compression.

## II.1.2 Les nervures :

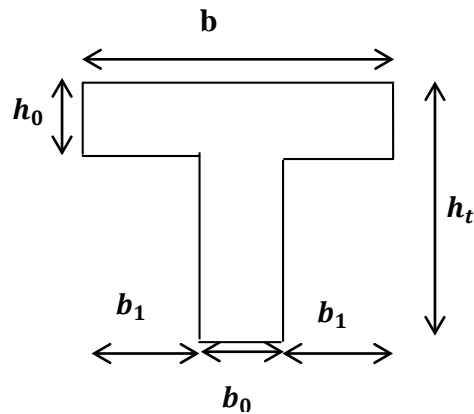


Fig.II.1 : Dimensions de la nervure

✓ Détermination de la largeur **b** :

La largeur de la table de compression égale à :  $b = b_0 + 2b_1$

Avec :

**b<sub>0</sub>** : La largeur de la poutrelle, donnée par :

$$0,3h_t \leq b_0 \leq 0,6h_t \Rightarrow 0,3 \times 21 \leq b_0 \leq 0,6 \times 21 \Rightarrow 6,3 \leq b_0 \leq 12,6$$

On prend : **b<sub>0</sub> = 10 cm**

$$b_1 = \min \left( \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right)$$

**L<sub>0</sub>** : La longueur d'entrevous (55cm).

**L** : La portée de la poutrelle (L=410 cm)

Donc :  $b_1 = \min [ 27,5, 41\text{cm} ]$  ;  $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

$b = 65 \text{ cm}$

Caractéristiques géométriques	Valeur ( cm)
Épaisseur de la dalle de compression	<b>5</b>
Épaisseur de l'entrevous	<b>16</b>
Entraxe des nervures	<b>65</b>
Largeur de poutrelle	<b>10</b>
Distance L <sub>0</sub> entre deux nervures	<b>55</b>

Tab.II.1: Tableau récapitulatif

**II.1.3 Les poutres :**

**II.1.3.1 Les poutres principales :**

Selon le livre : conception et calcul des structures de bâtiment, Tome 4, de H.Thonier page 1551 le pré dimensionnement des poutres se fait suivant la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{16} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$L_{max} = 440$  cm : distance maximale entre nus d'appuis.

**h** : Hauteur de la poutre.

$$\frac{440}{16} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 27,5 \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

Donc on prend  $h = 40$  cm

**b** : largeur de la poutre, donnée par :

$$0,3h \leq b \leq 0,6h \Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \text{ cm}$$

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place de ferrailage, toute en satisfaisant les conditions du RPA version 2003, on prend  $b=30$  cm.

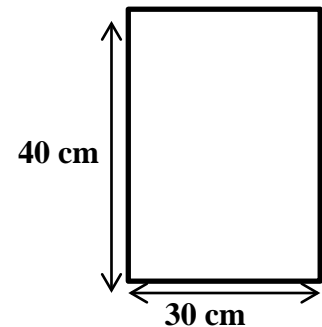
On adopte une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 40)$  cm<sup>2</sup>

Vérification selon le RPA99 version 2003 page 69, pour la zone II-a.

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots CV$$



*Fig.II.2 : Dimensions de la poutre principale*

**II.1.3.2 Les poutres secondaires :**

$L_{max} = 410$  cm : distance maximale entre nus d'appuis.

**h** : hauteur de la poutre,

$$\frac{410}{16} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 25,63 \leq h \leq 41 \text{ cm}$$

Donc on prend  $h = 35$  cm

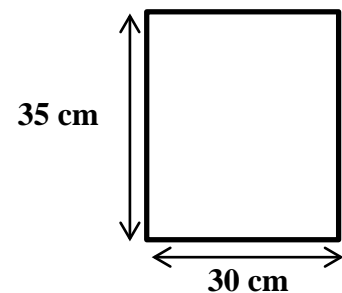
$$0,3h \leq b \leq 0,6h \Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \text{ cm}$$

On prend  $b=30$  cm

$$\text{Donc : } (b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

Vérification selon le RPA99 version 2003 page 69, pour la zone II-a.

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$



*Fig.II.3 : Dimensions de la poutre secondaire*

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

### II.1.3.3 Les poutres de chaînage:

Selon la condition de flèche :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$L = 440 \text{ cm}$  : distance maximale entre nus d'appuis.

**h** : hauteur de la poutre,

$$\frac{440}{16} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 27,5 \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

Donc on prend  $h = 30 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,6h \Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \text{ cm}$$

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

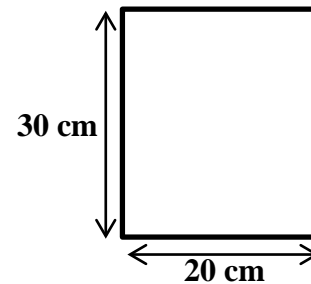
On adopte une section rectangulaire  $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$ .

Ces dimensions vérifient les exigences du RPA99 version 2003 page 69.

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$



*Fig.II.4 : Dimensions de la poutre chaînage*

### II.1.4 Les poteaux:

D'après le RPA99 version 2003 page 117 les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes:

$$\checkmark \text{ Min } (b, h) \geq 25 \text{ cm (en zone I et IIa)}$$

$$\checkmark \text{ Min } (b, h) \geq h_e/20$$

$$\checkmark \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

**b**: Longueur du poteaux

**h**: Largueur du poteaux

**h<sub>e</sub>** : Hauteur d'étage

On prend:  $b=50 \text{ cm}$  ,  $h=50 \text{ cm}$

**Vérification :**

$$\begin{array}{l}
 \text{Min (b, h)} \geq 25 \text{ cm} \qquad \qquad \qquad \text{OK} \\
 \text{Min (b, h)} \geq h_e/20 \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } h_e = 340; h_e/20 = 340/20 = 17 \text{ cm} \quad \text{Ok} \\ \text{Pour } h_e = 306; h_e/20 = 306/20 = 15,3 \text{ cm} \quad \text{Ok} \end{array} \right. \\
 \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = 1 \leq 4 \qquad \qquad \qquad \text{Ok}
 \end{array}$$

**II.1.5 Les voiles:**

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes:

- $a \geq \frac{h_e}{20}$  (a: l'épaisseur des voiles: RPA99 version 2003 (7.7.1 page 74))
- $a \geq 15 \text{ cm}$

	Sous-sol et étage courant	RDC
$h_e$	<b>306</b>	<b>340</b>
$a$	<b>15,3</b>	<b>17</b>

*Tab.II.2 : Epaisseur des voiles*

On prend :

**a= 20 cm** pour les voiles de tous les niveaux.

**II.1.6 Les escaliers :**

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Il est constitué de :

- ✓ Cage d'escalier : mur ou voile entourant l'escalier.
- ✓ Marche (giron « g ») : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier.
- ✓ Contre marche « h » : la hauteur de marche.
- ✓ Paillasse : partie inclinée servant de support aux marches sur toute leur largeur.
- ✓ Palier : partie horizontale d'accès ou d'arrivée d'une volée.
- ✓ Hauteur de marche : sa valeur est comprise entre  $13 \leq h \leq 17 \text{ cm}$ .

Pour déterminer les dimensions des marches et contre marche « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$$

- **Pré dimensionnement :**

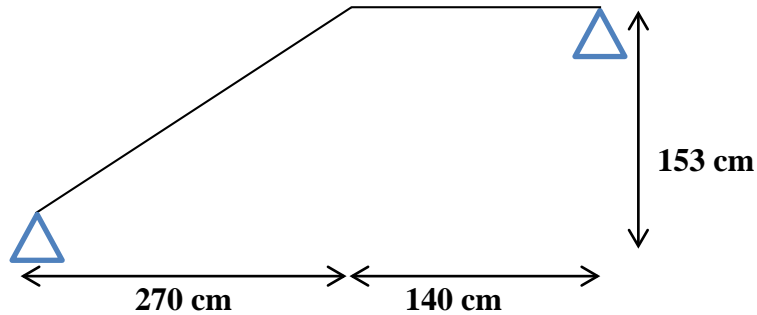


Fig.II.5 : Les escaliers

$$H = 153 \text{ cm} ; L = 270$$

Hauteur d'étage  $h_e = 306 \text{ cm}$

On prend  $h=17 \text{ cm}$

- **Détermination du nombre de marches :**

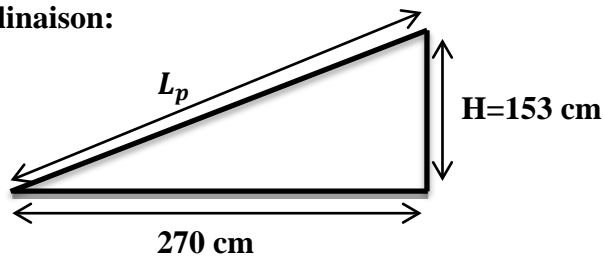
$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ marches}$$

- **Détermination de giron :**

A partir de formule de **BLONDEL**

$$L = g n \Rightarrow g = \frac{L}{n} \Rightarrow \frac{270}{9} = 30 \text{ cm}$$

- **Inclinaison:**



$$\text{tag } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,53}{2,7} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

- **Palliasse :**

$L_p$  : Longueur de palliasse

$$\text{Sin } \alpha = \frac{H}{L_p} \Rightarrow L_p = \frac{H}{\text{Sin } \alpha} = \frac{153}{\text{Sin } 29,54} \Rightarrow L_p = 310,33 \text{ cm}$$

- **Epaisseur de la dalle d'escalier :**

Condition de flèche :

$$\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{310,33}{30} \leq e_p \leq \frac{310,33}{20} \Rightarrow 10,34 \leq e_p \leq 15,52 \text{ cm}$$

On prend  $e_p = 15 \text{ cm}$ **II.2 Evaluation des charges et surcharges :**

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q sont évaluées selon le DTR B.C.2.2.

**II.2.1 Plancher terrasse (inaccessible) :**

1	Protection en gravillon roulé (5cm)	$0,05 \times 17 = 0,85 \text{ kN/m}^2$
2	Etanchéité multicouches (2cm)	$0,02 \times 6 = 0,12 \text{ kN/m}^2$
3	Forme de pente 1% (9cm)	$0,09 \times 22 = 1,98 \text{ kN/m}^2$
4	Isolation thermique en liège (4cm)	$0,04 \times 4 = 0,16 \text{ kN/m}^2$
5	Plancher en corps creux (16+5)	$2,8 \text{ kN/m}^2$
6	Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
		$\Sigma = 6,11 \text{ kN/m}^2$
		$G = 6,11 \text{ kN/m}^2$
		$Q = 1 \text{ kN/m}^2$

*Tab.II.3 : Plancher terrasse (inaccessible)***II.2.2 Sous-sol:**

1	Revêtement en carrelage (2cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
2	Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
3	Lit de sable (2cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
4	Plancher en corps creux (16+5) cm	$2,8 \text{ kN/m}^2$
5	Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
		$\Sigma = 4,2 \text{ kN/m}^2$
		$G = 4,2 \text{ kN/m}^2$
		$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

*Tab.II.4 : Sous-sol*

**II.2.3 Plancher RDC (commercial) :**

1	Revêtement en carrelage (2cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
2	Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
3	Lit de sable (2cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
4	Plancher en corps creux (16+5) cm	$2,8 \text{ kN/m}^2$
5	Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
		$\Sigma = 4,2 \text{ kN/m}^2$
		$G = 4,2 \text{ kN/m}^2$
		$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

*Tab.II.5 : Plancher RDC (commercial)***II.2.4 Plancher étage courant (habitation) :**

1	Revêtement en carrelage (2cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
2	Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
3	Lit de sable (2cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
4	Plancher en corps creux (16+5) cm	$2,8 \text{ kN/m}^2$
5	Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
		$\Sigma = 4,2 \text{ kN/m}^2$
		$G = 4,2 \text{ kN/m}^2$
		$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$

*Tab.II.6 : Plancher étage courant (habitation)***II.2.5 Maçonnerie :**

✓ Mur extérieur :

1	Enduit extérieure (2cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
2	Brique creuse (15cm)	$0,15 \times 9 = 1,35 \text{ kN/m}^2$
3	Brique creuse (10cm)	$0,1 \times 9 = 0,9 \text{ kN/m}^2$
4	Enduit intérieure (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
		$\Sigma = 2,81 \text{ kN/m}^2$
		$G = 2,81 \text{ kN/m}^2$

*Tab.II.7 : Mur extérieur*

✓ Mur intérieur :

1	Maçonnerie brique creuse (10cm)	$0,1 \times 9 = 0,9 \text{ kN/m}^2$
2	Enduit en ciment (2cm)	$0,02 \times 18 \times 2 = 0,72 \text{ kN/m}^2$
		$\Sigma = 1,62 \text{ kN/m}^2$
		$G = 1,62 \text{ kN/m}^2$

Tab.II.8 : Mur intérieur

II.2.6 Balcon :

1	Revêtement en carrelage (2cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
2	Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
3	Lit de sable (2cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
4	Plancher en corps creux (16+5) cm	$2,8 \text{ kN/m}^2$
5	Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
		$\Sigma = 4,2 \text{ kN/m}^2$
		$G = 4,2 \text{ kN/m}^2$
		$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Tab.II.9 : Balcon

II.2.7 Acrotère :

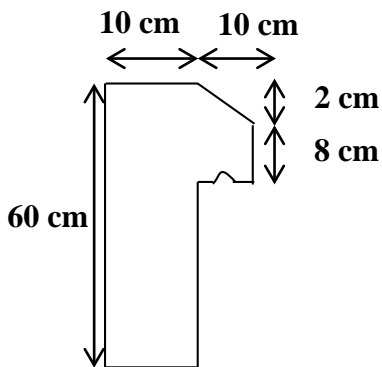


Fig.II.6 : Acrotère

➤ Section transversale :

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \left( \frac{0,1 \times 0,02}{2} \right) = 0,069 \text{ m}^2$$

➤ Poids linéaire:

$$P = S \times \rho = 0,069 \times 25 = 1,73 \text{ kN/ml}$$

➤ Revêtement enduit en ciment

$$0,02 \times 18 [ 0,6 + 0,2 + 0,08 + 0,1 + 0,5 ] = 0,53 \text{ kN/m}$$

$$G = 1,73 + 0,53 \Rightarrow G = 2,26 \text{ kN/m}$$

**II.2.8 Voile:**

1	Poids propre du voile (20cm)	$0,20 \times 25 = 5 \text{ kN/m}^2$
2	Enduit en ciment (2cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
3	Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
		$\Sigma = 5,56 \text{ kN/m}^2$
		$G = 5,56 \text{ kN/m}^2$

*Tab.II.10 :Voile***II.2.9 Les escaliers :****a) Palliase:**

1	Revêtement horizontal en carrelage	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
2	Revêtement verticale en carrelage	$0,02 \times (0,17/0,3) \times 22 = 0,25 \text{ kN/m}^2$
3	Mortier de pose horizontale	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
4	Mortier de pose verticale	$0,02 \times (0,17/0,3) \times 20 = 0,23 \text{ kN/m}^2$
5	Marche	$(0,17/2) \times 22 = 1,87 \text{ kN/m}^2$
6	Dalle pleine	$25 \times 0,15/\cos 29,54 = 4,31 \text{ kN/m}^2$
7	Enduit en ciment	$0,02 \times 18/\cos 29,54 = 0,41 \text{ kN/m}^2$
8	Garde-corps métallique	$0,1 \text{ kN/m}^2$
		$\Sigma = 8,1 \text{ kN/m}^2$
		$G = 8,01 \text{ kN/m}^2$
		$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

*Tab.II.11 : Palliase***b) Palier:**

1	Revêtement en carrelage	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
2	Mortier de pose	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
3	Lit de sable	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
4	Dalle pleine	$0,15 \times 25 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
5	Enduit en ciment	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
		$\Sigma = 5,31 \text{ kN/m}^2$
		$G = 5,31 \text{ kN/m}^2$
		$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

*Tab.II.12 : Palier*

❖ **Tableau récapitulatif :**

Elément		Charge permanente G (kN/m <sup>2</sup> )	Sur charge d'exploitation Q (kN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse (inaccessible)		<b>6,11</b>	<b>1</b>
Plancher sous-sol		<b>4,2</b>	<b>3,5</b>
Plancher étage courant	Commercial	<b>4,2</b>	<b>2,5</b>
	Habitation		<b>1,5</b>
Maçonnerie	Mur extérieur	<b>2,81</b>	/
	Mur intérieur	<b>1,62</b>	
Balcon		<b>4,2</b>	<b>3,5</b>
Acrotère		<b>2,26 kN/ml</b>	/
Voile		<b>5,56</b>	/
Escalier	Palliasse	8,01	<b>2,5</b>
	palier	5,31	

**Tab.II.13** : Tableau récapitulatif**II.3 Descente des charges :**

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque éléments s'avère nécessaire. La descente des charges permet 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 de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère ...)

**II.3.1 Loi de de dégression : DTR B.C 2.2 (6.3 page 16) :**

soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment  $Q_0, Q_1, \dots, Q_n$  sont les charges d'exploitation respectivement des planchers d'étage  $Q$  à chaque niveau et déterminé comme suit :

Sous la terrasse .....  $Q_0$ .

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

Sur l'étage immédiatement inférieur

- Étage 2 .....  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ .
- Étage 3 .....  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- Étage 4 .....  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .
- Étage n .....  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$ .

**a) Poteau intermédiaire (P3B) :**

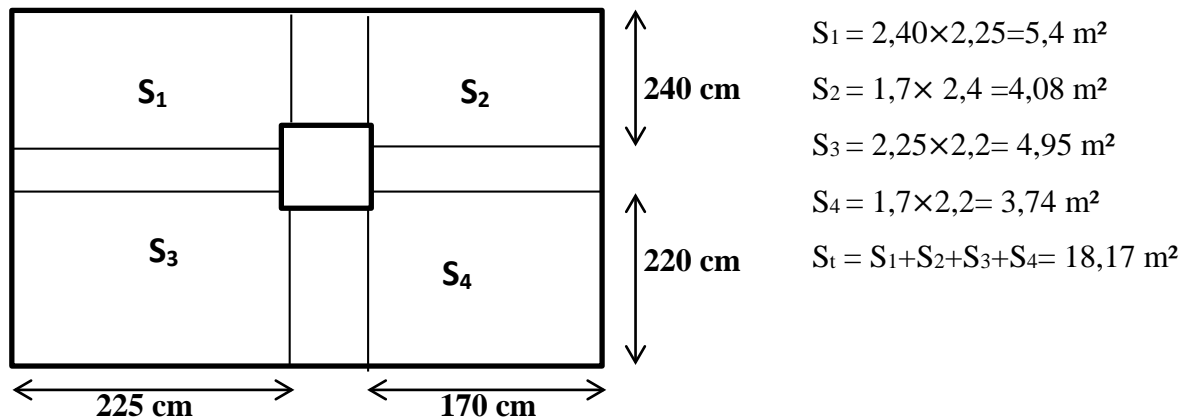


Fig.II.7 : Poteau intermédiaire.

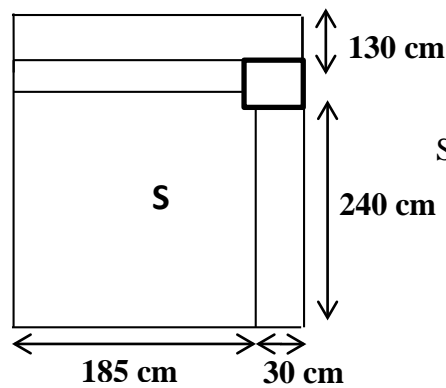
Niveau	Élément	G (kN)	Q (kN)
N1	Plancher terrasse inaccessible : 6,11 x 18,17	<b>111,02</b>	
	Poutre principale (30x40) : 25x0,3x0,4 x(2,20+2,40)	<b>13,8</b>	
	Poutre secondaire 25x0,3x0,35 (1,7+2,25)	<b>10,37</b>	
	Poteau : 25x0,5x0,5x3,06	<b>19,13</b>	
	Surcharge : $Q_0 = 1 \times 18,17$		<b>18,17</b>
	Total	<b>154,32</b>	<b>18,17</b>
N2	Revenant de N1	<b>154,32</b>	<b>18,17</b>
	Plancher étage courant : 4,2 x 18,17	<b>76,31</b>	
	Poutre principale (30x40) : 25x0,3x0,4 x(2,20+2,40)	<b>13,8</b>	
	Poutre secondaire 25x0,3x0,35 (1,7+2,25)	<b>10,37</b>	
	Poteau : 25x0,5x0,5x3,06	<b>19,13</b>	
	Mur intérieur : 1,62 x(3,06-0,4) (1,70+2,25+2,2+2,40)	<b>36,84</b>	
Surcharge : $Q_1 = 1,5 \times 18,17$		<b>27,26</b>	
	$Q_0 + Q_1$		
	Total	<b>310,77</b>	<b>45,43</b>

N3	Revenant de N2	<b>310,77</b>	<b>45,43</b>
	Plancher étage courant : 4,2×18,17	<b>76,31</b>	
	Poutre principale (30×40) : 25×0,3×0,4 ×(2,20+2,40)	<b>13,8</b>	
	Poutre secondaire 25×0,3×0,35 (1,7+2,25)	<b>10,37</b>	
	Poteau : 25×0,5×0,5×3,06	<b>19,13</b>	
	Mur intérieur : 1,62 ×(3,06-0,4) (1,70+2,25+2,2+2,40)	<b>36,84</b>	
	Surcharge : $Q_2=1,5\times 18,17$ $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$		<b>27,26</b>
Total		<b>467,22</b>	<b>69,96</b>
N4	Revenant de N3	<b>467,22</b>	<b>69,96</b>
	Plancher étage courant : 4,2×18,17	<b>76,31</b>	
	Poutre principale (30×40) : 25×0,3×0,4 ×(2,20+2,40)	<b>13,8</b>	
	Poutre secondaire 25×0,3×0,35 (1,7+2,25)	<b>10,37</b>	
	Poteau : 25×0,5×0,5×3,06	<b>19,13</b>	
	Mur intérieur : 1,62 ×(3,06-0,4) (1,70+2,25+2,2+2,40)	<b>36,84</b>	
	Surcharge : $Q_3=1,5\times 18,17$ $Q_0+0,9 (Q_1+Q_2+Q_3)$		<b>27,26</b>
Total		<b>632,67</b>	<b>91,77</b>
N5	Revenant de N4	<b>632,67</b>	<b>91,77</b>
	Plancher étage courant : 4,2×18,17	<b>76,31</b>	
	Poutre principale (30×40) : 25×0,3×0,4 ×(2,20+2,40)	<b>13,8</b>	
	Poutre secondaire 25×0,3×0,35 (1,7+2,25)	<b>10,37</b>	
	Poteau : 25×0,5×0,5×3,06	<b>9,13</b>	
	Mur intérieur : 1,62 ×(3,06-0,4) (1,70+2,25+2,2+2,40)	<b>36,84</b>	<b>27,26</b>
	Surcharge : $Q_4= 1,5\times 18,17$ $Q_0+0,85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$		
Total		<b>789,12</b>	<b>110,85</b>
N6	Revenant de N5	<b>789,12</b>	<b>110,85</b>
	Plancher étage courant : 4,2×18,17	<b>76,31</b>	
	Poutre principale (30×40) : 25×0,3×0,4 ×(2,20+2,40)	<b>13,8</b>	
	Poutre secondaire 25×0,3×0,35 (1,7+2,25)	<b>10,37</b>	
	Poteau : 25×0,5×0,5×3,06	<b>19,13</b>	

	Mur intérieur : $1,62 \times (3,06 - 0,4) (1,70 + 2,25 + 2,2 + 2,40)$ Surcharge : $Q_5 = 1,5 \times 18,17$ $Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	<b>36,84</b>	<b>27,26</b>
	Total	<b>945,57</b>	<b>127,21</b>
N7	Revenant de N6 Plancher étage courant : $4,2 \times 18,17$ Poutre principale (30×40) : $25 \times 0,3 \times 0,4 \times (2,20 + 2,40)$ Poutre secondaire 25×0,3×0,35 (1,7+2,25) Poteau : $25 \times 0,5 \times 0,5 \times 3,06$ Mur intérieur : $1,62 \times (3,06 - 0,4) (1,70 + 2,25 + 2,2 + 2,40)$ Surcharge : $Q_6 = 1,5 \times 18,17$ $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	<b>945,57</b> <b>76,31</b> <b>13,8</b> <b>10,37</b> <b>19,13</b> <b>36,84</b>	<b>127,21</b> <b>27,26</b>
	Total	<b>1102,02</b>	<b>140,84</b>
RDC	Revenant de N7 Plancher RDC : $4,2 \times 18,17$ Poutre principale (30×40) : $25 \times 0,3 \times 0,4 \times (2,20 + 2,4)$ Poutre secondaire 25×0,3×0,35 (1,7+2,25) Poteau : $25 \times 0,5 \times 0,5 \times 3,4$ Mur intérieur : $1,62 \times (3,4 - 0,4) (1,70 + 2,25 + 2,2 + 2,40)$ Surcharge : $Q_{RDC} = 2,5 \times 18,17$ $Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_{RDC})$	<b>1102,02</b> <b>76,31</b> <b>13,8</b> <b>10,37</b> <b>21,25</b> <b>41,55</b>	<b>140,84</b> <b>45,43</b>
	Total	<b>1265,3</b>	<b>166,55</b>
Sous-sol	Revenant de N8 Plancher sous-sol : $4,2 \times 18,17$ Poutre principale (30×40) : $25 \times 0,3 \times 0,4 \times (2,20 + 2,40)$ Poutre secondaire 25×0,3×0,35 (1,7+2,25) Poteau : $25 \times 0,5 \times 0,5 \times 3,06$ Mur intérieur : $1,62 \times (3,06 - 0,4) (1,70 + 2,25 + 2,2 + 2,4)$ Surcharge : $Q_{s-s} = 3,5 \times 18,17$ $Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_{RDC} + Q_{s-s})$	<b>1265,3</b> <b>76,31</b> <b>13,8</b> <b>10,37</b> <b>19,13</b> <b>36,84</b>	<b>166,55</b> <b>63,6</b>
	Total	<b>1421,75</b>	<b>206,26</b>

Tab.II.14: Descente des charges sur poteau intermédiaire

b) Poteau d'angle (1A) :



$$S = 240 \times 185 = 44400 \text{ cm}^2 = 4,44 \text{ m}^2$$

Fig.II.8 : Poteau d'angle.

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)
N1	Acrotère : $2,26 \times (2,9 + 2,15)$	<b>11,41</b>	
	Plancher terrasse inaccessible : $6,11 \times 4,44$	<b>27,13</b>	
	Poutre principale : $25 \times 0,3 \times 0,4 \times 2,4$	<b>7,2</b>	
	Poutre secondaire : $25 \times 0,3 \times 0,35 \times 1,85$	<b>4,86</b>	
	Poteau : $25 \times 0,5 \times 0,5 \times 3,06$	<b>19,13</b>	
	Surcharge : $Q_0 = 1 \times 4,44$		<b>4,44</b>
	<b>Total</b>	<b>69,73</b>	<b>4,44</b>
N2	Revenant de N1	<b>69,73</b>	<b>4,44</b>
	Plancher étage courant : $4,2 \times 4,44$	<b>18,65</b>	
	Poutre principale : $25 \times 0,3 \times 0,4 \times 2,4$	<b>7,2</b>	
	Poutre secondaire : $25 \times 0,3 \times 0,35 \times 1,85$	<b>4,86</b>	
	Poutre chaînage : $25 \times 0,2 \times 0,3 \times 2,4$	<b>3,6</b>	
	Balcon : $4,2 \times 1,3 \times 1,85$	<b>10,10</b>	
	Poteau : $25 \times 0,5 \times 0,5 \times 3,06$	<b>19,13</b>	
	Mur extérieur : $2,81 \times (3,06 - 0,4) (1,85 + 2,40)$	<b>31,77</b>	
	Surcharge d'exploitation sur plancher : $1,5 \times 4,44$		<b>6,66</b>
Surcharge d'exploitation sur balcon : $3,5 \times 4,44$		<b>15,54</b>	
	<b>Total</b>	<b>165,04</b>	<b>26,64</b>
N3	Revenant de N2	<b>165,04</b>	<b>26,64</b>
	Plancher étage courant : $4,2 \times 4,44$	<b>18,65</b>	
	Poutre principale : $25 \times 0,3 \times 0,4 \times 2,4$	<b>7,2</b>	
	Poutre secondaire : $25 \times 0,3 \times 0,35 \times 1,85$	<b>4,86</b>	

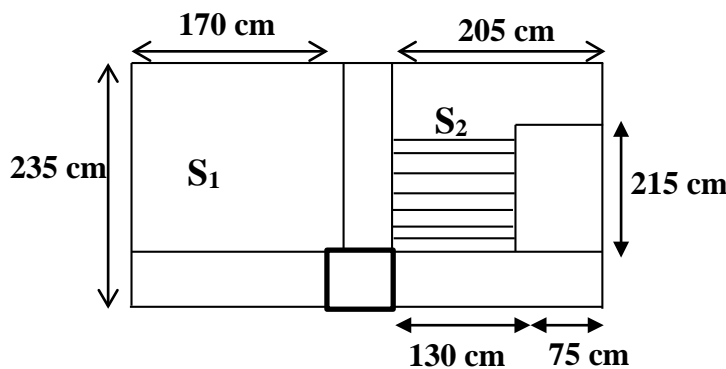
	Poutre chaînage : 25×0,2×0,3×2,4	<b>3,6</b>	
	Balcon : 4,2×1,3×1,85	<b>10,10</b>	<b>6,66</b>
	Poteau : 25×0,5×0,5×3,06	<b>19,13</b>	<b>15,54</b>
	Mur extérieur : 2,81 ×(3,06-0,4) (1,85+2,40)	<b>31,77</b>	
	Surcharge d'exploitation sur plancher : 1,5× 4,44		
	Surcharge d'exploitation sur balcon : 3,5×4,44		
	<b>Total</b>	<b>260,35</b>	<b>46,62</b>
N4	Revenant de N3	<b>260,35</b>	<b>46,62</b>
	Plancher étage courant : 4,2×4,44	<b>18,65</b>	
	Poutre principale : 25×0,3×0,4×2,4	<b>7,2</b>	
	Poutre secondaire : 25×0,3×0,35×1,85	<b>4,86</b>	
	Poutre chaînage : 25×0,2×0,3×2,4	<b>3,6</b>	
	Balcon : 4,2×1,3×1,85	<b>10,10</b>	<b>6,66</b>
	Poteau : 25×0,5×0,5×3,06	<b>19,13</b>	<b>15,54</b>
	Mur extérieur : 2,81 ×(3,06-0,4) (1,85+2,40)	<b>31,77</b>	
	Surcharge d'exploitation sur plancher : 1,5× 4,44		
	Surcharge d'exploitation sur balcon : 3,5×4,44		
	<b>Total</b>	<b>355,66</b>	<b>64,38</b>
N5	Revenant de N4	<b>355,66</b>	<b>64,38</b>
	Plancher étage courant : 4,2×4,44	<b>18,65</b>	
	Poutre principale : 25×0,3×0,4×2,4	<b>7,2</b>	
	Poutre secondaire : 25×0,3×0,35×1,85	<b>4,86</b>	
	Poutre chaînage : 25×0,2×0,3×2,4	<b>3,6</b>	
	Balcon : 4,2×1,3×1,85	<b>10,10</b>	<b>6,66</b>
	Poteau : 25×0,5×0,5×3,06	<b>19,13</b>	<b>15,54</b>
	Mur extérieur : 2,81 ×(3,06-0,4) (1,85+2,40)	<b>31,77</b>	
	Surcharge d'exploitation sur plancher : 1,5× 4,44		
	Surcharge d'exploitation sur balcon : 3,5×4,44		
	<b>Total</b>	<b>450,97</b>	<b>79,92</b>
	Revenant de N5	<b>450,97</b>	<b>79,92</b>
	Plancher étage courant : 4,2×4,44	<b>18,65</b>	
	Poutre principale : 25×0,3×0,4×2,4	<b>7,2</b>	

N6	Poutre secondaire : 25×0,3×0,35×1,85	<b>4,86</b>	
	Poutre chaînage : 25×0,2×0,3×2,4	<b>3,6</b>	
	Balcon : 4,2×1,3×1,85	<b>10,10</b>	<b>6,66</b>
	Poteau : 25×0,5×0,5×3,06	<b>19,13</b>	<b>15,54</b>
	Mur extérieur : 2,81 ×(3,06-0,4) (1,85+2,40)	<b>31,77</b>	
	Surcharge d'exploitation sur plancher : 1,5× 4,44		
	Surcharge d'exploitation sur balcon : 3,5×4,44		
	<b>Total</b>	<b>546,28</b>	<b>93,24</b>
N7	Revenant de N6	<b>546,28</b>	<b>93,24</b>
	Plancher étage courant : 4,2×4,44	<b>18,65</b>	
	Poutre principale : 25×0,3×0,4×2,4	<b>7,2</b>	
	Poutre secondaire : 25×0,3×0,35×1,85	<b>4,86</b>	
	Poutre chaînage : 25×0,2×0,3×2,4	<b>3,6</b>	
	Balcon : 4,2×1,3×1,85	<b>10,10</b>	<b>6,66</b>
	Poteau : 25×0,5×0,5×3,06	<b>19,13</b>	<b>15,54</b>
Mur extérieur : 2,81 ×(3,06-0,4) (1,85+2,40)	<b>31,77</b>		
Surcharge d'exploitation sur plancher : 1,5× 4,44			
Surcharge d'exploitation sur balcon : 3,5×4,44			
	<b>Total</b>	<b>641,59</b>	<b>104,34</b>
N8	Revenant de N7	<b>641,59</b>	<b>104,34</b>
	Plancher étage courant : 4,2×4,44	<b>18,65</b>	
	Poutre principale : 25×0,3×0,4×2,4	<b>7,2</b>	
	Poutre secondaire : 25×0,3×0,35×1,85	<b>4,86</b>	
	Poutre chaînage : 25×0,2×0,3×2,4	<b>3,6</b>	
	Poteau : 25×0,5×0,5×3,4	<b>21,25</b>	
	Mur extérieur : 2,81 ×(3,4-0,4) (1,85+2,40)	<b>35,83</b>	
Surcharge d'exploitation sur plancher : 2,5× 4,44		<b>11,1</b>	
	<b>Total</b>	<b>732,98</b>	<b>106,89</b>
N9	Revenant de N8	<b>732,98</b>	<b>106,89</b>
	Plancher étage courant : 4,2×4,44	<b>18,65</b>	
	Poutre principale : 25×0,3×0,4×2,4	<b>7,2</b>	
	Poutre secondaire : 25×0,3×0,35×1,85	<b>4,86</b>	

Poutre chaînage : 25×0,2×0,3×2,4	<b>3,6</b>	
Poteau : 25×0,5×0,5×3,06	<b>19,13</b>	
Mur extérieur : 2,81 ×(3,06-0,4) (1,85+2,40)	<b>31,77</b>	
Surcharge d'exploitation sur plancher : 3,5× 4,44		<b>15,54</b>
<b>Total</b>	<b>818,19</b>	<b>114,73</b>

Tab.II.15 : Descente des charges sur poteau d'angle

c) Poteau de rive (4D) :



$$S_1 = 170 \times 235 = 39950 \text{ cm}^2 = 3,995 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 205 \times 235 = 48175 \text{ cm}^2 = 4,82 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_1 + S_2 = 8,82 \text{ m}^2$$

Fig.II.9 : Poteau de rive.

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)
N1	Acrotère : 2,26 ×(2,35 + 1,70)	<b>9,15</b>	
	Plancher terrasse inaccessible : 6,11×8,82	<b>53,89</b>	
	Poutre principale : 25×0,3×0,4×2,35	<b>7,05</b>	
	Poutre secondaire : 25×0,3×0,35×(1,7+2,05)	<b>9,84</b>	
	Poteau : 25×0,5×0,5×3,06	<b>19,13</b>	
	Palliasse : 8,01× 1,3× 2,15	<b>22,39</b>	
	Palier : 5,31×1,3 ×2,05	<b>14,15</b>	
	Ascenseur : 24,39×0,75×1,67	<b>30,55</b>	
	Surcharge d'ascenseur : 6,3× 8,82		<b>55,57</b>
	Surcharge paillasse : 2,5 × 1,3 × 2,7		<b>8,78</b>
	Surcharge palier : 2,5 × 1,4× 4,1		<b>14,35</b>
	Surcharge : 1×8,82		<b>8,82</b>
<b>Total</b>		<b>166,15</b>	<b>87,52</b>
	Revenant de N1	<b>166,15</b>	<b>87,52</b>
	Plancher étage courant : 4,2×8,82	<b>37,04</b>	
	Poutre principale : 25×0,3×0,4×2,35	<b>7,05</b>	

N2	Poutre secondaire : $25 \times 0,3 \times 0,35 \times (1,7 + 2,05)$	<b>9,84</b>	
	Poteau : $25 \times 0,5 \times 0,5 \times 3,06$	<b>19,13</b>	
	Palliasse : $8,01 \times 1,3 \times 2,15$	<b>22,39</b>	
	Palier : $5,31 \times 1,3 \times 2,05$	<b>14,15</b>	
	Ascenseur : $24,39 \times 0,75 \times 1,67$	<b>30,55</b>	
	Mur extérieur : $2,81 \times (3,06 - 0,4) \times (2,05 + 1,7)$	<b>28,03</b>	
	Mur intérieur : $1,62 \times (3,06 - 0,4) \times 2,35$	<b>10,13</b>	
	Surcharge d'ascenseur : $6,3 \times 8,82$		<b>55,57</b>
	Surcharge paillasse : $2,5 \times 1,3 \times 2,7$		<b>8,78</b>
	Surcharge palier : $2,5 \times 1,4 \times 4,1$		<b>14,35</b>
	Surcharge : $1,5 \times 8,82$		<b>13,23</b>
<b>Total</b>	<b>344,46</b>	<b>179,45</b>	
N3	Revenant de N2	<b>344,46</b>	<b>179,45</b>
	Plancher étage courant : $4,2 \times 8,82$	<b>37,04</b>	
	Poutre principale : $25 \times 0,3 \times 0,4 \times 2,35$	<b>7,05</b>	
	Poutre secondaire : $25 \times 0,3 \times 0,35 \times (1,7 + 2,05)$	<b>9,84</b>	
	Poteau : $25 \times 0,5 \times 0,5 \times 3,06$	<b>19,13</b>	
	Palliasse : $8,01 \times 1,3 \times 2,05$	<b>22,39</b>	
	Palier : $5,56 \times 1,3 \times 2,15$	<b>14,15</b>	
	Ascenseur : $24,39 \times 0,75 \times 1,67$	<b>30,55</b>	
	Mur extérieur : $2,81 \times (3,06 - 0,4) \times (2,05 + 1,7)$	<b>28,03</b>	
	Mur intérieur : $1,62 \times (3,06 - 0,4) \times 2,35$	<b>10,13</b>	
	Surcharge d'ascenseur : $6,3 \times 8,82$		<b>55,57</b>
	Surcharge paillasse : $2,5 \times 1,3 \times 2,7$		<b>8,78</b>
	Surcharge palier : $2,5 \times 1,4 \times 4,1$		<b>14,35</b>
Surcharge : $1,5 \times 8,82$		<b>13,23</b>	
<b>Total</b>	<b>522,77</b>	<b>262,19</b>	
	Revenant de N3	<b>522,77</b>	<b>262,19</b>
	Plancher étage courant : $4,2 \times 8,82$	<b>37,04</b>	
	Poutre principale : $25 \times 0,3 \times 0,4 \times 2,35$	<b>7,05</b>	
	Poutre secondaire : $25 \times 0,3 \times 0,35 \times (1,7 + 2,05)$	<b>9,84</b>	
	Poteau : $25 \times 0,5 \times 0,5 \times 3,06$	<b>19,13</b>	

N4	Palliasse : $8,01 \times 1,3 \times 2,05$	<b>22,39</b>	
	Palier : $5,56 \times 1,3 \times 2,15$	<b>14,15</b>	
	Ascenseur : $24,39 \times 0,75 \times 1,67$	<b>30,55</b>	
	Mur extérieur : $2,81 \times (3,06 - 0,4) (2,05 + 1,7)$	<b>28,03</b>	
	Mur intérieur : $1,62 \times (3,06 - 0,4) \times 2,35$	<b>10,13</b>	
	Surcharge d'ascenseur : $6,3 \times 8,82$		<b>55,57</b>
	Surcharge paillasse : $2,5 \times 1,3 \times 2,7$		<b>8,78</b>
	Surcharge palier : $2,5 \times 1,4 \times 4,1$		<b>14,35</b>
	Surcharge : $1,5 \times 8,82$		<b>13,23</b>
<b>Total</b>		<b>701,08</b>	<b>335,73</b>
N5	Revenant de N4	<b>701,08</b>	<b>335,73</b>
	Plancher étage courant : $4,2 \times 8,82$	<b>37,04</b>	
	Poutre principale : $25 \times 0,3 \times 0,4 \times 2,35$	<b>7,05</b>	
	Poutre secondaire : $25 \times 0,3 \times 0,35 \times (1,7 + 2,05)$	<b>9,84</b>	
	Poteau : $25 \times 0,5 \times 0,5 \times 3,06$	<b>19,13</b>	
	Palliasse : $8,01 \times 1,3 \times 2,05$	<b>22,39</b>	
	Palier : $5,56 \times 1,3 \times 2,15$	<b>14,15</b>	
	Ascenseur : $24,39 \times 0,75 \times 1,67$	<b>30,55</b>	
	Mur extérieur : $2,81 \times (3,06 - 0,4) (2,05 + 1,7)$	<b>28,03</b>	
	Mur intérieur : $1,62 \times (3,06 - 0,4) \times 2,35$	<b>10,13</b>	
	Surcharge d'ascenseur : $6,3 \times 8,82$		<b>55,57</b>
	Surcharge paillasse : $2,5 \times 1,3 \times 2,7$		<b>8,78</b>
	Surcharge palier : $2,5 \times 1,4 \times 4,1$		<b>14,35</b>
	Surcharge : $1,5 \times 8,82$		<b>13,23</b>
<b>Total</b>		<b>879,39</b>	<b>400,08</b>
	Revenant de N5	<b>879,39</b>	<b>400,08</b>
	Plancher étage courant : $4,2 \times 8,82$	<b>37,04</b>	
	Poutre principale : $25 \times 0,3 \times 0,4 \times 2,35$	<b>7,05</b>	
	Poutre secondaire : $25 \times 0,3 \times 0,35 \times (1,7 + 2,05)$	<b>9,84</b>	
	Poteau : $25 \times 0,5 \times 0,5 \times 3,06$	<b>19,13</b>	
	Palliasse : $8,01 \times 1,3 \times 2,05$	<b>22,39</b>	
	Palier : $5,56 \times 1,3 \times 2,15$	<b>14,15</b>	

N6	Ascenseur : $24,39 \times 0,75 \times 1,67$	<b>30,55</b>	
	Mur extérieur : $2,81 \times (3,06 - 0,4) (2,05 + 1,7)$	<b>28,03</b>	
	Mur intérieur : $1,62 \times (3,06 - 0,4) \times 2,35$	<b>10,13</b>	
	Surcharge d'ascenseur : $6,3 \times 8,82$		<b>55,57</b>
	Surcharge paillasse : $2,5 \times 1,3 \times 2,7$		<b>8,78</b>
	Surcharge palier : $2,5 \times 1,4 \times 4,1$		<b>14,35</b>
	Surcharge : $1,5 \times 8,82$		<b>13,23</b>
	<b>Total</b>	<b>1057,7</b>	<b>455,24</b>
N7	Revenant de N6	<b>1057,7</b>	<b>455,24</b>
	Plancher étage courant : $4,2 \times 8,82$	<b>37,04</b>	
	Poutre principale : $25 \times 0,3 \times 0,4 \times 2,35$	<b>7,05</b>	
	Poutre secondaire : $25 \times 0,3 \times 0,35 \times (1,7 + 2,05)$	<b>9,84</b>	
	Poteau : $25 \times 0,5 \times 0,5 \times 3,06$	<b>19,13</b>	
	Palliasse : $8,01 \times 1,3 \times 2,05$	<b>22,39</b>	
	Palier : $5,56 \times 1,3 \times 2,15$	<b>14,15</b>	
	Ascenseur : $24,39 \times 0,75 \times 1,67$	<b>30,55</b>	
	Mur extérieur : $2,81 \times (3,06 - 0,4) (2,05 + 1,7)$	<b>28,03</b>	
	Mur intérieur : $1,62 \times (3,06 - 0,4) \times 2,35$	<b>10,13</b>	
	Surcharge d'ascenseur : $6,3 \times 8,82$		<b>55,57</b>
	Surcharge paillasse : $2,5 \times 1,3 \times 2,7$		<b>8,78</b>
	Surcharge palier : $2,5 \times 1,4 \times 4,1$		<b>14,35</b>
Surcharge : $1,5 \times 8,82$		<b>13,23</b>	
	<b>Total</b>	<b>1236,01</b>	<b>501,21</b>
N8	Revenant de N7	<b>1236,01</b>	<b>501,21</b>
	Plancher étage courant : $4,2 \times 8,82$	<b>37,04</b>	
	Poutre principale : $25 \times 0,3 \times 0,4 \times 2,35$	<b>7,05</b>	
	Poutre secondaire : $25 \times 0,3 \times 0,35 \times (1,7 + 2,05)$	<b>9,84</b>	
	Poteau : $25 \times 0,5 \times 0,5 \times 3,4$	<b>21,25</b>	
	Palliasse : $8,01 \times 1,3 \times 2,05$	<b>22,39</b>	
	Palier : $5,56 \times 1,3 \times 2,15$	<b>14,15</b>	
	Ascenseur : $24,39 \times 0,75 \times 1,67$	<b>30,55</b>	
	Mur extérieur : $2,81 \times (3,4 - 0,4) (2,05 + 1,7)$	<b>31,61</b>	
		<b>11,42</b>	

	Mur intérieur : $1,62 \times (3,4-0,4) \times 2,35$		55,57
	Surcharge d'ascenseur : $6,3 \times 8,82$		8,78
	Surcharge paillasse : $2,5 \times 1,3 \times 2,7$		14,35
	Surcharge palier : $2,5 \times 1,4 \times 4,1$		22,05
	Surcharge : $2,5 \times 8,82$		
	Total	1421,31	550,67
N9	Revenant de N8	1421,31	550,67
	Plancher étage courant : $4,2 \times 8,82$	37,04	
	Poutre principale : $25 \times 0,3 \times 0,4 \times 2,35$	7,05	
	Poutre secondaire : $25 \times 0,3 \times 0,35 \times (1,7+2,05)$	9,84	
	Poteau : $25 \times 0,5 \times 0,5 \times 3,06$	19,13	
	Palliasse : $8,01 \times 1,3 \times 2,05$	22,39	
	Palier : $5,56 \times 1,3 \times 2,15$	14,15	
	Ascenseur : $24,39 \times 0,75 \times 1,67$	30,55	
	Mur extérieur : $2,81 \times (3,06-0,4) (2,05+1,7)$	28,03	
	Mur intérieur : $1,62 \times (3,06-0,4) \times 2,35$	10,13	
	Surcharge d'ascenseur : $6,3 \times 8,82$		55,57
	Surcharge paillasse : $2,5 \times 1,3 \times 2,7$		8,78
	Surcharge palier : $2,5 \times 1,4 \times 4,1$		14,35
	Surcharge : $1,5 \times 8,82$		22,05
	Total	1599,62	613,23

*Tab.II.16 : Descente des charges sur poteau de rive.*

❖ **Vérification de la section de poteau :** (le poteau le plus sollicité est le poteau de rive) ;  $G = 1599,62 \text{ kN}$  ;  $Q = 613,23 \text{ kN}$ .

D'après le CBA 93 (Art B.8.4.1 page 156) l'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

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

Avec :

**$N_u$**  : L'effort normal ultime :

**$A_s$**  : Section d'acier comprimé (RPA99 version 2003 page 65, zone IIa  $\Rightarrow 0,8\% B_r$ )

**B<sub>r</sub>** : La section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique en (cm<sup>2</sup>) ; **B<sub>r</sub>**= (a-2) (b-2)

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \quad \gamma_b = 1,5$$

**α** : coefficient en fonction de l'élancement λ qui prend les valeurs :( BAEL91 révisées 99)

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

- Pour éviter le flambement ⇒ λ ≤ 50.
- Pour que toute l'armature participe à la résistance ⇒ λ = 35.

On fixe un élancement mécanique λ = 35

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{35}{35}\right)^2} \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,71$$

Soit **β**: Un coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend la valeur suivante :

$$\beta = \frac{0,85}{\alpha} \quad (\text{livre pratique du BAEL 91, page 92}) \Rightarrow \beta = 1,2 ;$$

Comme α doit être minoré de 10% ⇒ β doit être majoré de 10 %

$$\Rightarrow \beta = 1,2 \times 1,1 = 1,32$$

A<sub>s</sub> = 0,8% (Zone II-a RPA99 version 2003 page 65)

$$\Rightarrow A_s = \frac{0,85 B_r}{100} \Rightarrow \beta N_u \leq \frac{f_{bu} \theta B_r}{0,9} + 0,85 \frac{0,8}{100} B_r f_{ed}$$

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\left(\frac{f_{bu}}{0,9} + 0,68 \frac{f_{ed}}{100}\right)}$$

On a :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{c28} \Rightarrow f_{c28} = \frac{f_{bu} \theta \gamma_b}{0,85}, \quad \theta = 1$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow f_e = f_{ed} \gamma_s$$

$$\text{On a : } N_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 1599,62) + (1,5 \times 613,23) = 3079,33 \text{ kN}$$

$$B_r \geq \frac{1,32 \times 3079,33 \times 10^3}{\left(\frac{14,17}{0,9} + 0,68 \frac{348}{100}\right)} = 2244,46 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow Br \geq (a - 2)^2$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{Br} + 2$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{2244,46} + 2$$

$$\Rightarrow a \geq 49,38 \text{ cm}$$

$a = b = 50 \text{ cm}$  ; Donc on prend une section carrée de  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

• **Vérification au flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f$  : La longueur de flambement, CBA 93 (B.8.3.3.1) ,  $l_f = 0,7 l_0$  ( cas générale),

$l_0$ : Hauteur de poteau entre niveau (étage).

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

$I$  : Moment d'inertie,  $I = \frac{bh^3}{12}$

$B$  : Section du poteau ( $a \times b$ )  $\text{cm}^2$

Niveau	$N_u$ (kN)	$B_r$ ( $\text{cm}^2$ )	$a = b$ (cm)	$L_0$ (cm)	$\lambda$	condition
Sous-sol	<b>3079,33</b>	<b>2244,46</b>	<b>50</b>	<b>306</b>	<b>14,84</b>	<b>CV</b>
RDC	<b>2744,77</b>	<b>2000,61</b>	<b>50</b>	<b>340</b>	<b>16,49</b>	<b>CV</b>
1 <sup>ère</sup> étage	<b>2420,43</b>	<b>1764,2</b>	<b>45</b>	<b>306</b>	<b>16,48</b>	<b>CV</b>
2 <sup>ème</sup> étage	<b>2110,76</b>	<b>1538,49</b>	<b>45</b>	<b>306</b>	<b>16,48</b>	<b>CV</b>
3 <sup>ème</sup> étage	<b>1787,3</b>	<b>1302,73</b>	<b>40</b>	<b>306</b>	<b>18,55</b>	<b>CV</b>
4 <sup>ème</sup> étage	<b>1450,05</b>	<b>1056,91</b>	<b>40</b>	<b>306</b>	<b>18,55</b>	<b>CV</b>
5 <sup>ème</sup> étage	<b>1090,02</b>	<b>794,5</b>	<b>40</b>	<b>306</b>	<b>18,55</b>	<b>CV</b>
6 <sup>ème</sup> étage	<b>734,2</b>	<b>535,14</b>	<b>35</b>	<b>306</b>	<b>21,21</b>	<b>CV</b>
7 <sup>ème</sup> étage	<b>355,58</b>	<b>259,17</b>	<b>35</b>	<b>306</b>	<b>21,21</b>	<b>CV</b>

*Tab.II.17 : Vérification des sections des poteaux*

## Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments:

- Les éléments principaux qui contribuent directement au contreventement,
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement,

L'objectif de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires à savoir:

- L'acrotère.
- Les planchers (en corps creux).
- Les escaliers.
- L'ascenseur.

### III.1 L'acrotère

#### III.1.1 Définition :

L'acrotère est un élément encastré dans le plancher, réalisé en béton armé. Elle sert à empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher d'une part, et joue le rôle d'un garde-corps d'autre part.

L'acrotère est soumise à:

- Son poids propre  $W_p$ .
- Une force horizontale  $F$  dont la valeur est :  $F = \max (F_p, F_q)$ , avec :
  - ✓  $F_p$  : La force sismique.
  - ✓  $F_q$  : La poussée horizontale.

#### III.1.2 Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, à L'E.L.U et à L'E.L.S.

#### III.1.3 Evaluation des charges:

- La charge permanente :  $W_p = G = 2,26 \text{ kN/ml}$
- Surcharges :  $F_q = 1 \text{ kN/ml}$
- La force sismique : RPA99 version 2003 (6.2.3 page 59)

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

$A = 0,15$  : Coefficient d'accélération de zone (RPA99 version 2003 page 116). Zone II-a et groupe 2

$C_p = 0,8$ : Facteur de force horizontale (RPA99 version 2003 page 59)

$W_p = 2.26 \text{ kN/ml}$ : poids de l'acrotère

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,26 = 1,08 \text{ kN/ml}$

$F = \max ( F_p ; F_q \text{ kN} ) \quad F = 1,08 \text{ kN/ml}$

Le calcul sera effectué en flexion composée.

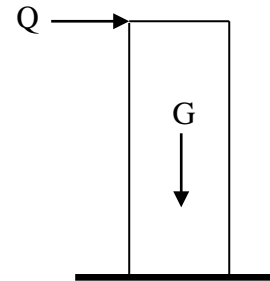
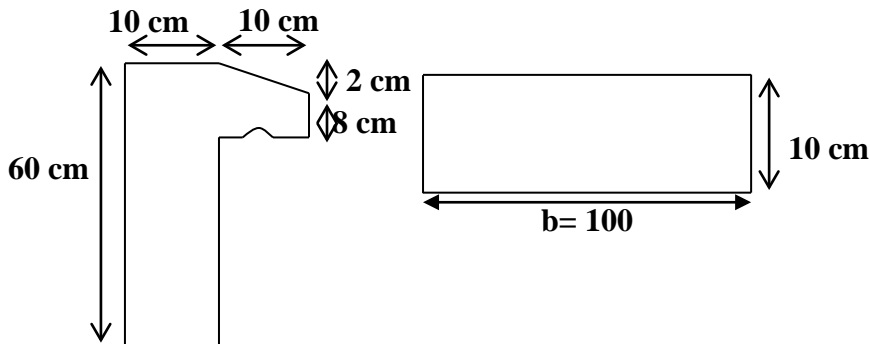


Fig.III.1 : Dimensions de l'acrotère

Fig.III.2 : Schéma statique de l'acrotère

**III.1.4 Calcul des moments et efforts normaux :**

E.L.U :  $N_u = 1,35 W_p = 1,35 \times 2,26 = 3,051 \text{ kN/ml}$

$M_u = 1,5 F h = 1,5 \times 1,08 \times 0,6 = 0,972 \text{ kN.ml}$

$T_u = 1,5 F = 1,5 \times 1,08 = 1,62 \text{ kN}$

E.L.S :  $N_{ser} = W_p = 2,26 \text{ kN/ml}$

$M_{ser} = F h = 1,08 \times 0,6 = 0,648 \text{ kN.ml}$

$T_{ser} = F = 1,08 \text{ kN}$

	N (kN/ml)	M (kN.ml)	T(kN)
ELU	<b>3.051</b>	<b>0.972</b>	<b>1.62</b>
ELS	<b>2.26</b>	<b>0.648</b>	<b>1.08</b>

Tab.III.1 : Moments et efforts normaux

**III.1.5 Calcul des excentricités :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,972}{3,051} = 0,32\text{m} = 32\text{cm}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,648}{2,26} = 0,29\text{m} = 29\text{cm}$$

$$e_0 = \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m} = 5\text{cm}$$

$$(e_u, e_{ser}) > e_0$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'effort normal étant un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait en flexion simple en prenant comme moment fictif :  $M_{ua} = N_u \times e_a$

$e_a$  : La distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

On obtient une section fictive d'acier  $A_{lu}$ , et la section finale d'acier sera:

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100\sigma_s}$$

On a:

$$e_{au} = e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right) ; d = 0,9h = 0,9 \times 0,1 = 0,09 \text{ m}$$

$$e_{au} = 0,32 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) \Rightarrow e_{au} = 0,36 \text{ m}$$

$$e_{aser} = e_{ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,29 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) \Rightarrow e_{aser} = 0,33 \text{ m}$$

$$M_{ua} = 3,051 \times 0,36 = 1,1 \text{ kN.m}; M_{sera} = 2,26 \times 0,33 = 0,75 \text{ kN.m}$$

### III.1.6 Ferrailage :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta\gamma_b} f_{c28} = 14,17 \text{ MPa}; f_{c28} = 25 \text{ MP}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sera}} = 1,47$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0,01$$

$$\mu_{lu} = 0,3340 \text{ (livre pratique du BAEL91. Tableau des moments réduits page 113)}$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,01$$

$$Z_b = d (1 - 0,4 \alpha) = 8,96 \text{ cm}$$

$$A_{lu} = \frac{M_{ua}}{Z_b f_{ed}} = 35,27 \text{ mm}^2 = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100\sigma_s} = 35 - \frac{3,051 \times 10^3}{100 \times 348} = 34,9 \text{ mm}^2 = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\mu_{bu} = 0,01 < 0,03 \Rightarrow \text{vérification de } A_{\min}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_{\min}, A_u) \Rightarrow A = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml

✓ **Armature de répartition :**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}; \text{ Donc on adopte : } A_{\text{rep}} = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **L'espace :**

$$S_t \leq \min \left\{ 3h, 33\text{cm} \right\} \text{ (BAEL91 révisée 99 article A.8.2, 42 page 62)}$$

$$S_t \leq (30, 33\text{cm})$$

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

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b,d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} ; 4\text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{1,62 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,018 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

✓ **Vérification à l'E.L.S :**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{\text{ser}}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

$$\eta = 1,6 \text{ HA} ; f_{tj} = 2,1 \text{ MPa (CBA93 article A.4.5.3.3 page 30)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] ; \eta = 1,6 \text{ HA} ; f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ 266,67 \text{ MPa}, 201,6 \text{ MPa} \right] \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre : (A' = 0)**

$$\frac{by^2}{2} + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow 50y^2 + 15Ay - 15Ad \Rightarrow 50y^2 + 30,15y - 271,35 = 0$$

$$y = 2,05 \text{ cm}$$

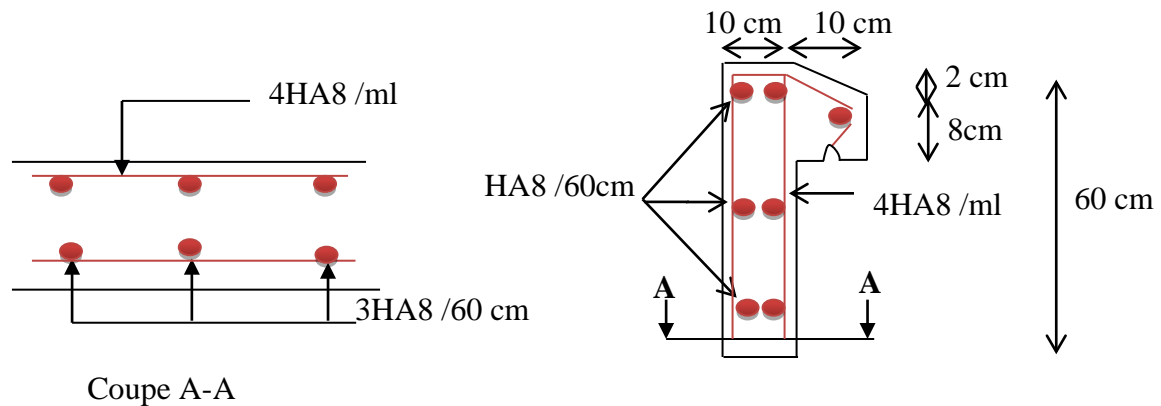
$$I = \frac{by^3}{3} + 15A (d-y)^2 = 1743,49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = 0,88 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 44,85 \text{ MPa} \leq 201,6 \text{ MPa}$$

✓ **Dessin de ferrailage :**

L'action sismique est réversible, donc on dispose le même ferrailage sur les deux faces.



*Fig.III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.*

### III.2 Poutre de chaînage

#### III.2.1 Evaluation des charges :

✓ **Charge permanente :**

- Poids propre :  $P_p = 0,3 \times 0,2 \times 25 = 1,5 \text{ kN/ml}$

- Poids des murs extérieurs :  $P_e = 2,81 \times 1,5 = 4,22 \text{ kN/ml}$

$$G_t = P_p + P_e = 5,72 \text{ kN/ml}$$

#### III.2.2 Calcul des sollicitations :

E.L.U :  $1,35G = 7,72 \text{ kN/ml}$

E.L.S :  $G = 5,72 \text{ kN/ml}$

#### III.2.3 Calcul des moments :

✓ **Moment en travée :**  $M_t = \frac{ql^2}{8}$  ;  $l = 4,4 \text{ m}$

E.L.U :  $M_t = 18,68 \text{ kN.m}$

E.L.S :  $M_t = 13,84 \text{ kN.m}$

✓ **Moment sur appui :**  $M_a = 0,2M_t$

E.L.U :  $M_a = 3,74 \text{ kN.m}$

E.L.S :  $M_a = 2,77 \text{ kN.m}$

### III.2.4 Ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple et la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$	choix
Travée	<b>0,09</b>	<b>0,12</b>	<b>2,09</b>	<b>0,65</b>	<b>3,39</b>	<b>3HA12</b>
Appui	<b>0,02</b>	<b>0,03</b>	<b>0,4</b>	<b>0,65</b>	<b>2,36</b>	<b>3HA10</b>

Tab.III.2 : Ferrailage d'une poutre chaînage.

#### ✓ Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l \min} \right\} \text{ CBA93 (Artc A.6.4.2)}$$

On prends :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

D'après le RPA :  $A_t = 0,003 S_b$

$$\text{Dans la zone nodale : } S = \min \left\{ \frac{h}{4} , 12\phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4} , 12 \times 1,2 \right\} \Rightarrow S = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 20 = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans la zone courante : } S \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

On prends  $A_t = 1,51 = 3HA8$

#### ✓ Vérification de l'effort tranchant : C.B.A93 ( art A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{db_0} ; V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{7,72 \times 4,4}{2} = 16,98 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = 0,31 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,31 \text{ MPa} \quad \text{Ok}$$

### III.2.5 Vérification à l'E.L.S :

#### ✓ Vérification des conditions de calcul de flèche : C.B.A.93( Art B.6.5.1)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{30}{440} = 0,068 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{30}{440} = 0,068 > \frac{13,84}{10 \times 13,84} = 0,1 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{A}{db_0} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{339}{270 \times 200} = 0,0063 < \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots \dots \dots \text{Ok}$$

Il faut vérifier la flèche

D'après la RDM, la flèche est calculée par la relation :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI}$$

avec :

**E** : Module de déformation déformée  $E_{vj} = 1,08 \times 10^4$  MPa

**I** : Moment d'inertie :  $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{20 \times 30^3}{12} = 45000 \text{ cm}^4$

Donc :  $f = \frac{5 \times 5,72 \times (2200^4)}{384 \times (1,08 \times 10^4) \times (45000 \times 10^4)} = 0,36 \text{ cm}$

**f<sub>ad</sub>** : Flèche admissible (CBA93 article B6.5.3)

$f_{ad} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm} \Rightarrow f = 0,36 \text{ cm} < f_{ad} = 0,88 \text{ cm} \dots \dots$  vérifiée

✓ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa (peu préjudiciable.)}$$

- **Position de l'axe neutre :** ( $A'=0$ )

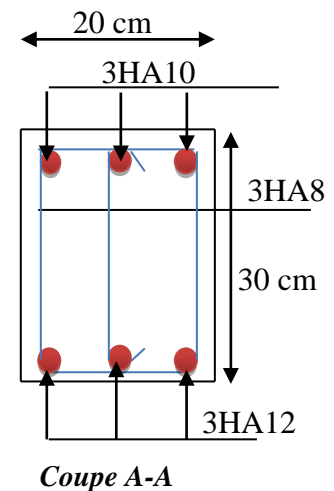
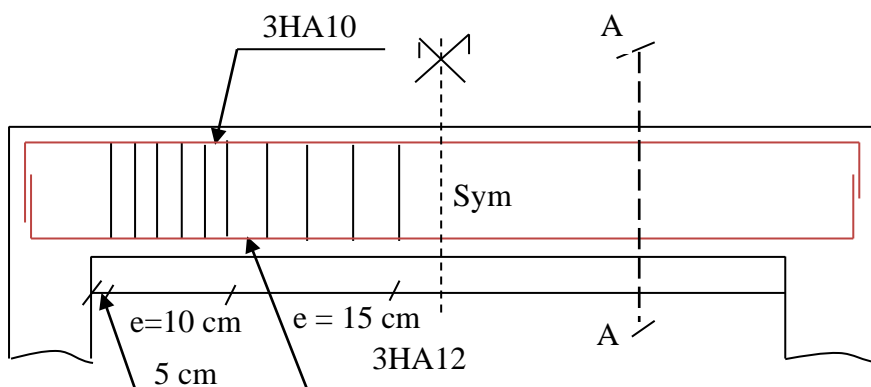
$$\frac{by^2}{2} + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow 10y^2 + 15Ay - 15Ad$$

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

	y	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travée	<b>9,45</b>	<b>21287,99</b>	<b>6,14</b>	<b>171,15</b>
appui	<b>8,17</b>	<b>16187,33</b>	<b>1,41</b>	<b>48,68</b>

*Tabl.III.3 : Vérification des contraintes*

✓ **Schéma de ferrailage :**



*Fig.III.4 : Schéma de ferrailage de poutre chaînage*

### III.3 Les escaliers

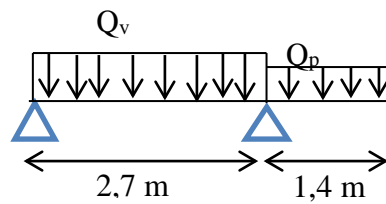


Fig.III.5 : Schéma statique de l'escalier

#### III.3.1 Combinaison de charge :

Elément	G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_u = 1,35G + 1,5Q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_{ser} = G + Q$ (kN/m <sup>2</sup> )
volée	<b>8,01</b>	<b>2,5</b>	<b>14,56</b>	<b>10,51</b>
Palier	<b>5,31</b>	<b>2,5</b>	<b>10,92</b>	<b>7,81</b>

Tab.III.4 : Calcul de la combinaison

#### III.3.2 Calcul des sollicitations :

- **E.L.U**

La largeur de l'escalier est :  $b = 130$  cm donc les charges sont :

$$Q_{uv} = 14,56 \times 1,3 = 18,93 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{up} = 10,92 \times 1,3 = 14,20 \text{ kN/m}$$

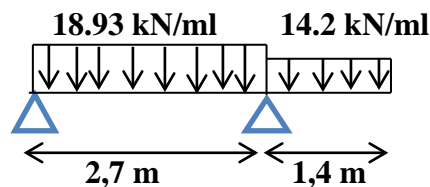


Fig.III.6 : Schéma statique de l'escalier à l'E.L.U

- ✓ **Calcul des réactions :**

$$R_a + R_b = 18,93 \times 2,7 + 14,2 \times 1,4 = 70,99 \text{ kN}$$

$$\sum M/a = -2,7 R_b + (18,93 \times 2,7) \times \frac{2,7}{2} + (14,2 \times 1,4) \times \left(\frac{1,4}{2} + 2,7\right) \Rightarrow R_b = 50,59 \text{ kN}$$

$$R_a = 20,4 \text{ kN}$$

$$0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$$

$$T(x) = 20,4 - 18,93 x \rightarrow T(0) = 20,4 \text{ kN}$$

$$T(2,7) = -30,71 \text{ kN}$$

$$M(x) = 20,4 x - 18,93 \frac{x^2}{2} \rightarrow M(0) = 0$$

$$M(2,7) = -13,92 \text{ kN.m}$$

$$2,7 \leq x \leq 4,1 \text{ m}$$

$$T(x) = 20,4 - 51,11 + 50,59 - 14,2 (x-2,7) \rightarrow T(2,7) = 19,88 \text{ kN}$$

$$T(4,1) = 0 \text{ kN}$$

$$M(x) = 20,4x - 51,11 \left(x - \frac{2,7}{2}\right) + 50,59 (x-2,7) - 14,2 \frac{(x-2,7)^2}{2} \rightarrow M(2,7) = -13,92 \text{ kN.m}$$

$$M(4,1) = 0$$

✓ **Calcul de  $M_{\max}$ :**

$$T(x) = 0 \rightarrow T(x) = 20,4 - 18,93 x \rightarrow x = 1,08 \text{ m}$$

$$M_{\max}(x) = 20,4 x - 18,93 \frac{x^2}{2} \rightarrow M_t(1,08) = 10,99 \text{ kN.m}$$

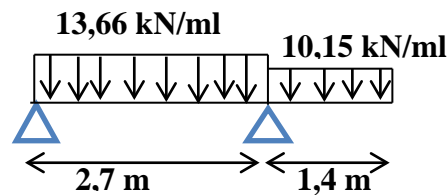
$$M_{\text{travée}} = 10,99 \text{ kN.m} ; M_{\text{appui}} = -13,92 \text{ kN.m.}$$

• **E.L.S :**

La largeur de l'escalier est :  $b = 130 \text{ cm}$  donc les charges sont :

$$Q_{\text{uv}} = 10,51 \times 1,3 = 13,66 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{up}} = 7,81 \times 1,3 = 10,15 \text{ kN/ml}$$



*Fig III.7 : Schéma statique de l'escalier à l'E.L.S*

✓ **Calcul des réactions :**

$$R_a + R_b = 13,66 \times 2,7 + 10,15 \times 1,4 = 51,1 \text{ kN}$$

$$\sum M/a = 0 \Rightarrow -2,7 R_b + (13,66 \times 2,7) \times \frac{2,7}{2} + 10,15 \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2} + 2,7\right) \Rightarrow R_b = 36,33 \text{ kN}$$

$$R_a = 14,77 \text{ kN}$$

$$0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$$

$$T(x) = 14,77 - 13,66x \rightarrow T(0) = 14,77 \text{ kN}$$

$$T(2,7) = -22,11 \text{ kN}$$

$$M(x) = 14,77x - 13,66 \frac{x^2}{2} \rightarrow M(0) = 0$$

$$M(2,7) = -9,91 \text{ kN.m}$$

$$2,7 \leq x \leq 4,1 \text{ m}$$

$$T(x) = 14,77 - 36,88 + 36,33 - 10,15(x-2,7) \rightarrow T(2,7) = 14,22 \text{ kN}$$

$$T(4,1) = 0$$

$$M(x) = 14,77x - 36,88\left(x - \frac{2,7}{2}\right) + 36,33(x-2,7) - 10,15 \frac{(x-2,7)^2}{2} \rightarrow M(2,7) = -9,91 \text{ k N.m}$$

$$M(4,1) = 0$$

✓ **Calcul de  $M_{\max}$  :**

$$T(x) = 14,77 - 13,66x \rightarrow x = 1,08 \text{ m}$$

$$M(x) = 14,77x - 13,66 \frac{x^2}{2} \rightarrow M(1,08) = 7,99 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{travée}} = 7,99 \text{ kN.m} ; M_{\text{appui}} = -9,91 \text{ kN.m.}$$

E.L.U			E.L.S		
$M_a$	$M_t$	T	$M_a$	$M_t$	T
<b>-13,92</b>	<b>10,99</b>	<b>20,4</b>	<b>-9,91</b>	<b>7,99</b>	<b>14,77</b>

*Tab.III.5 : Résultats des moments à l'E.L.U et à l'E.L.S*

### III.3.3 Ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration considéré comme peut préjudiciable.

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{c28} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} ; d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm} ; b = 1,30 \text{ m}$$

❖ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t \text{ ser}}} = \frac{10,99}{7,99} = 1,4$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,99 \times 10^6}{1300 \times 135^2 \times 14,17} = 0,033$$

$$\mu_{tu} = 0,2999 ; \mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,04$$

$$Z_b = d(1 - 0,4 \alpha) = 13,28 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_{tu}}{Z_b f_{ed}} = 237,8 \text{ mm}^2 = 2,4 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 2,12 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \left\{ A_u, A_{\min} \right\} \Rightarrow A = 2,4 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>

✓ **Armature de répartition :**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = 1,13 \text{ cm}^2; \text{ Donc on adopte: } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

❖ **Sur appui :**

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{a\text{ser}}} = \frac{13,92}{9,91} = 1,4$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0,04$$

$$\mu_{lu} = 0,2999; \quad \mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,05$$

$$Z_b = d(1 - 0,4 \alpha) = 13,23 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{Z_b f_{ed}} = 302,56 \text{ mm}^2 = 3,03 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 2,12 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{min}}, A_u) \Rightarrow A = 3,03 \text{ cm}^2$$

On prend pour une bande de 1 m de largeur :  $A = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$

✓ **Armature de répartition :**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = 1,13 \text{ cm}^2; \text{ Donc on adopte: } 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

❖ **L'espacement : CBA93 (article A.5.1.2.2)**

$$S_t \leq \min(3h = 45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}; \text{ en prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$S_t$ (cm)	$A_{\text{rep}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
Travée	2,4	2,12	4,52	4HA12	20	1,13	4HA10	3,14	20
Appuis	3,03	2,12	4,52	4HA12	20	1,13	4HA10	3,14	20

*Tab.III.6 : Ferrailage d'escalier*

**III.3.4 Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$\tau_u = \frac{20,4 \times 10^3}{1300 \times 135} = 0,12 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

III.3.5 Vérification à L'E.L.S:

- **Vérification des contraintes (à L'E.L.S) :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 15Ay - 15Ad$$

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

	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Travée	<b>3,27</b>	<b>8610,66</b>	<b>3,03</b>	<b>142,4</b>
appui	<b>3,27</b>	<b>8610,66</b>	<b>3,76</b>	<b>176,61</b>

Tab.III.7 : Vérification des contraintes.

- **Vérification des conditions de calcul de flèche : CBA 93( art B.6.5.1)**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{15}{410} = 0,037 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{15}{410} = 0,037 < \frac{7,99}{10 \times 7,99} = 0,1 \dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \Rightarrow \frac{452}{1300 \times 135} = 0,0025 < \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots \text{Ok}$$

Il faut vérifié la flèche

D'après la RDM la flèche est calculée par la relation :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI}$$

avec :

E : Module de déformation défirée  $E_{vj} = 1,08 \times 10^4 \text{ MPa}$

I : Moment d'inertie :  $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{130 \times 15^3}{12} = 36562,5 \text{ cm}^4$

$$\text{Donc : } f = \frac{5 \times 13,66 \times (2050^4)}{384 \times (1,08 \times 10^4) \times (36562,5 \times 10^4)} = 0,8 \text{ cm}$$

Flèche admissible (CBA93 article B6.5.3)

$$f_{ad} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ cm} \Rightarrow f = 0,8 \text{ cm} < f_{ad} = 0,82 \text{ cm} \dots \text{vérifiée}$$

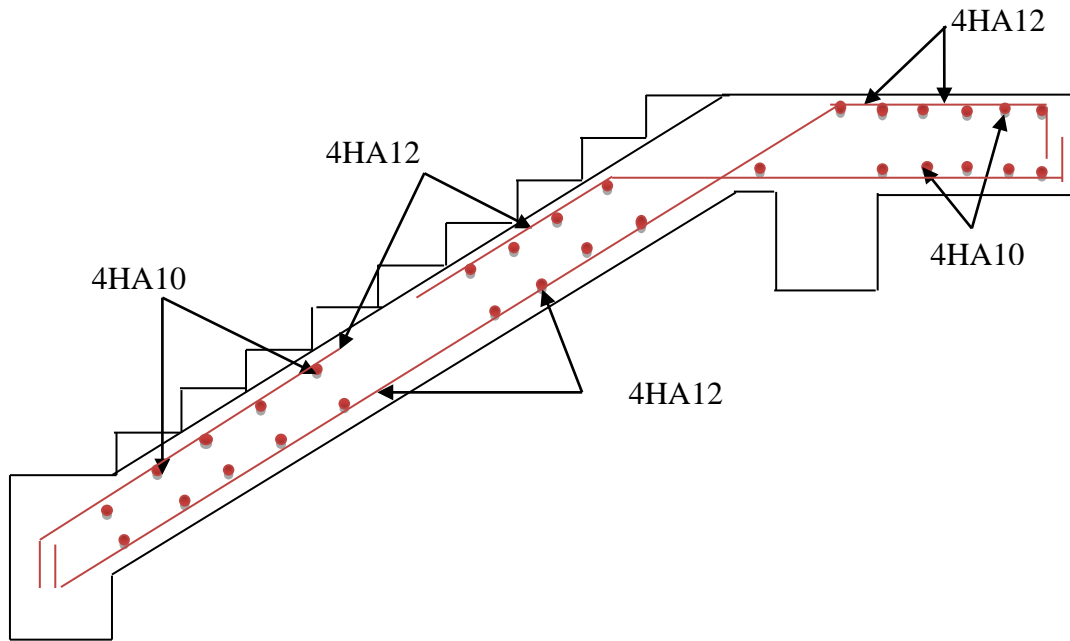


Fig.III.8 : Schéma de ferrailage d'escalier

### III.4 Poutre palière

#### III.4.1 Pré dimensionnement :

$$\frac{L_{max}}{16} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$L_{max} = 410 \text{ cm}$

**h** : Hauteur de la poutre,

$$\frac{410}{16} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 25,63 \leq h \leq 41 \text{ cm}$$

Donc on prend  $h = 40 \text{ cm}$

**b** : Largueur de la poutre

$$0,3h \leq b \leq 0,6h \Rightarrow 9 \leq b \leq 18 \text{ cm}$$

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place de ferrailage, toute en satisfaisant les conditions du RPA version 2003, on prend  $b=30 \text{ cm}$

On adopte une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Ces dimensions sont vérifiées selon le RPA99 version 2003 page 69.

$b \geq 20 \text{ cm}$  ..... CV

$h \geq 30 \text{ cm}$  ..... CV

$\frac{h}{b} \leq 4$  ..... CV

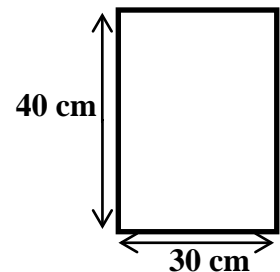


Fig.III.9 : Dimensions de la poutre palière

**III.4.2 Evaluation des charges :**• **Charge permanente :**

- Poids propre :  $25 \times 0,3 \times 0,4 = 3 \text{ kN/ml}$
- Réaction de l'escalier :  $R_b = 50,59 \text{ kN} / 1,3\text{m}$  soit :  $R_b = 38,92 \text{ kN/ml}$

**III.4.3 Combinaison d'action :**

$$q_u = 1,35G + R_b = 1,35 \times 3 + 38,92 = 42,97 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 3 + 38,92 = 41,92 \text{ kN/ml}$$

$$M_t = \frac{q_l^2}{8} ; M_a = 0,15 M_t ; T = \frac{q_l l}{2} ; l = 4,1 \text{ m}$$

	$M_t$	$M_a$	T
E.L.U	<b>90,29</b>	<b>13,54</b>	<b>86,09</b>
E.L.S	<b>88,08</b>	<b>13,21</b>	<b>85,94</b>

*Tab.III.8 : Calcul des moments*

**III.4.4 Ferrailage :**

La poutre palière travail en flexion simple, donc :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{c28} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} ; d = 0,9h = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm} ; b = 30\text{m}$$

❖ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_{T_u}}{M_{T_{ser}}} = \frac{90,29}{88,08} = 1,03$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uT}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{90,29 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14,17} = 0,16$$

$$\mu_{lu} \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440 \theta \gamma_b + 45 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,3235 ; \mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas$$

d'armature comprimée)

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,22$$

$$Z_b = d(1 - 0,4 \alpha) = 32,83 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_{Tu}}{Z_b f_{ed}} = 7,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 1,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\min}, A_u) \Rightarrow A = 7,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte : 3HA14+3HA12= 8,01 cm<sup>2</sup>/ml

❖ **Sur appui:**

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{13,54}{13,21} = 1,03$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{13,54 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14,17} = 0,03$$

$$\mu_{lu} \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440 \theta \gamma_b + 45 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,3235 ; \mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas$$

d'armature comprimée)

$$\mu_{lu} = 0,2999 ; \mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,04$$

$$Z_b = d(1 - 0,4 \alpha) = 35,42 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{Z_b f_{ed}} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : A= 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>/ml

	A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
Travée	<b>7,9</b>	<b>1,3</b>	<b>8,01</b>	<b>3HA14+3HA12</b>
Appui	<b>1,09</b>	<b>1,3</b>	<b>3,39</b>	<b>3HA12</b>

*Tab.III.9 : Ferrailage d'une poutre palière*

✓ **Armatures transversales :** CBA93 (article A.6.4.2)

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset_{l \min} \right\} \Rightarrow \emptyset_t \leq \min \left\{ 1,14 \text{ cm} ; 3 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm} \right\}$$

On prends :  $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

D'après le RPA :  $A_t = 0,003 S_b$

$$\text{Dans la zone nodale : } S = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \emptyset_L \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 1,4 \right\} \Rightarrow S = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

Dans la zone courante :  $S \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

On prends  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**III.4.5 Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$\tau_u = \frac{86,09 \times 10^3}{300 \times 360} = 0,8 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \text{ Ok}$$

**III.4.6 Vérification à l'E.L.S :**

- Vérification des contraintes :

- Contrainte admissible de béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} > \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$
- Contrainte admissible d'acier tendu :  $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} > \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d-y)$

	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travée	<b>13,44</b>	<b>85427,94</b>	<b>13,86</b>	<b>348,91</b>
appui	<b>9,48</b>	<b>44283,04</b>	<b>2,83</b>	<b>118,67</b>

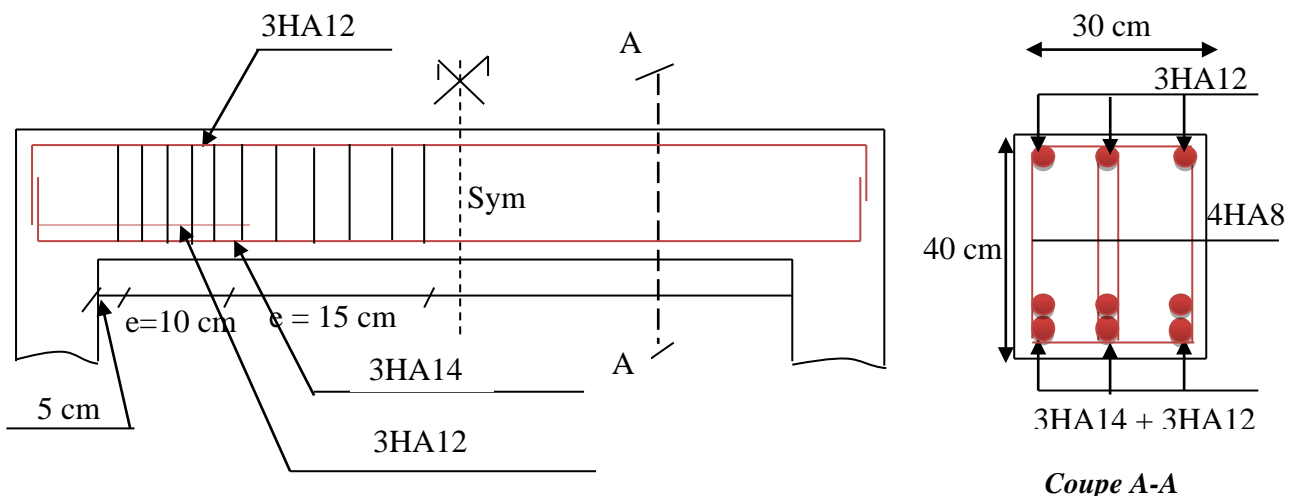
*Tab.III.10 : Vérification des contraintes*

**III.4.7 Vérification des conditions de calcul de flèche : CBA 93( art B.6.5.1)**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{40}{410} = 0,01 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Ok}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{40}{410} = 0,01 \geq \frac{88,08}{10 \times 88,08} = 0,01 \dots \text{Ok}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \Rightarrow \frac{801}{300 \times 360} = 0,007 < \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots \text{Ok}$$



*Fig.III.10 : Schéma de ferrailage de la poutre palière*

### III.5 Etude du plancher à corps creux

#### III.5.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : (C.B.A93 article B6.2.2.1.1)

##### 1<sup>ère</sup> condition :

✓ Plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{kN/m}^2)$ ).

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$G = 6,11 \text{ kN/m}^2$  ;  $Q = 1 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow 1\text{kN/m}^2 \leq \text{Min} \{12,22 ; 5 \text{ kN/m}^2\} \dots \text{Vérifiée.}$

- **Etage courant :**

$G = 4,2 \text{ kN/m}^2$  ;  $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow 1\text{kN/m}^2 \leq \text{Min} \{8,4 ; 5 \text{ kN/m}^2\} \dots \text{Vérifiée.}$

- **R.D.C :**

$G = 4,2 \text{ kN/m}^2$  ;  $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow 1\text{kN/m}^2 \leq \text{Min} \{8,4 ; 5 \text{ kN/m}^2\} \dots \text{Vérifiée.}$

- **Sous-sol :**

$G = 4,2 \text{ kN/m}^2$  ;  $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow 1\text{kN/m}^2 \leq \text{Min} \{8,4 ; 5 \text{ kN/m}^2\} \dots \text{Vérifiée.}$

##### 2<sup>ème</sup> condition :

✓ Le rapport entre deux travées successives :  $0,8 \leq \left\{ \frac{L_i}{L_{i-1}} , \frac{L_i}{L_{i+1}} \right\} \leq 1,25$ .

$0,8 \leq \frac{3,9}{3,7} ; \frac{3,9}{4,6} ; \frac{3,9}{4,6} ; \frac{3,9}{3,8} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 1,05 ; 0,85 ; 0,85 ; 1,03 \leq 1,25 \dots \text{Vérifiée.}$

##### 3<sup>ème</sup> condition:

✓ Moment d'inertie constant sur toutes les travées.....Vérifiée.

##### 4<sup>ème</sup> condition:

✓ Fissuration peu préjudiciable.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc, on peut appliquer la méthode forfaitaire.

#### III.5.2 Calcul des charges et des surcharges revenant aux poutrelles :

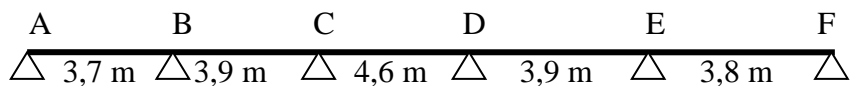
A l'E.L.U :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$  et  $p_u = 0,65 q_u$

A l'E.L.S :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0,65 q_s$

Désignation	G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	E.L.U		E.L.S		$\alpha$
			Qu (kN/m <sup>2</sup> )	Pu (kN/ml)	Qs (kN/m <sup>2</sup> )	Ps (kN/ml)	
Terrasse inaccessible	<b>6,11</b>	<b>1</b>	<b>9,75</b>	<b>6,34</b>	<b>7,11</b>	<b>4,62</b>	<b>0,14</b>
Etage courant	<b>4,2</b>	<b>1,5</b>	<b>7,92</b>	<b>5,15</b>	<b>5,7</b>	<b>3,71</b>	<b>0,26</b>
R.D.C	<b>4,2</b>	<b>2,5</b>	<b>9,42</b>	<b>6,12</b>	<b>6,7</b>	<b>4,36</b>	<b>0,37</b>
Sous-sol	<b>4,2</b>	<b>3,5</b>	<b>10,92</b>	<b>7,1</b>	<b>7,7</b>	<b>5</b>	<b>0,45</b>

Tab.III.11 : Charge et surcharge revenant aux poutrelles

## III.5.3 Calcul des moments isostatiques :



$$M_{0u} = \frac{P_u l^2}{8} ; M_{0s} = \frac{P_s l^2}{8}$$

	Travées	M <sub>0</sub> (E.L.U)	M <sub>0</sub> (E.L.S)
Terrasse inaccessible	A-B	<b>10,84</b>	<b>7,91</b>
	B-C	<b>12,05</b>	<b>8,78</b>
	C-D	<b>16,77</b>	<b>12,22</b>
	D-E	<b>12,05</b>	<b>8,78</b>
	E-F	<b>11,44</b>	<b>8,34</b>
Etage courant	A-B	<b>8,81</b>	<b>6,35</b>
	B-C	<b>9,79</b>	<b>7,05</b>
	C-D	<b>13,62</b>	<b>9,81</b>
	D-E	<b>9,79</b>	<b>7,05</b>
	E-F	<b>9,3</b>	<b>6,7</b>
R.D.C	A-B	<b>10,47</b>	<b>7,46</b>
	B-C	<b>11,64</b>	<b>8,29</b>
	C-D	<b>16,19</b>	<b>11,53</b>
	D-E	<b>11,64</b>	<b>8,29</b>
	E-F	<b>11,05</b>	<b>7,87</b>
	A-B	<b>12,15</b>	<b>8,56</b>
	B-C	<b>13,5</b>	<b>9,51</b>

Sous-sol	C-D	<b>18,78</b>	<b>13,23</b>
	D-E	<b>13,5</b>	<b>9,51</b>
	E-F	<b>12,82</b>	<b>9,03</b>

*Tab.III.12 : Calcul des moments isostatiques*

### III.5.4 Les moments sur appui :

#### Terrasse :

$$M_{Au} = 0,2 \{M_{0u,AB}\} = 0,2 \max \{10,84\} \Rightarrow M_{Au} = \mathbf{2,17 \text{ kN.m}}$$

$$M_{As} = 0,2 \{M_{0s,AB}\} = 0,2 \max \{7,91\} \Rightarrow M_{As} = \mathbf{1,58 \text{ kN.m}}$$

$$M_{Bu} = 0,5 \{M_{0u,AB}; M_{0u,BC}\} = 0,5 \max \{10,84; 12,05\} \Rightarrow M_{Bu} = \mathbf{6,03 \text{ kN.m}}$$

$$M_{Bs} = 0,5 \{M_{0s,AB}; M_{0s,BC}\} = 0,5 \max \{7,91; 8,78\} \Rightarrow M_{Bs} = \mathbf{4,39 \text{ kN.m}}$$

$$M_{Cu} = 0,4 \{M_{0u,BC}; M_{0u,CD}\} = 0,4 \max \{12,05; 16,77\} \Rightarrow M_{Cu} = \mathbf{6,71 \text{ kN.m}}$$

$$M_{Cs} = 0,4 \{M_{0s,BC}; M_{0s,CD}\} = 0,4 \max \{8,78; 12,22\} \Rightarrow M_{Cs} = \mathbf{5 \text{ kN.m}}$$

$$M_{Du} = 0,4 \{M_{0u,CD}; M_{0u,DE}\} = 0,4 \max \{16,77; 12,05\} \Rightarrow M_{Du} = \mathbf{6,71 \text{ kN.m}}$$

$$M_{Ds} = 0,4 \{M_{0s,CD}; M_{0s,DE}\} = 0,4 \max \{12,22; 8,78\} \Rightarrow M_{Ds} = \mathbf{5 \text{ kN.m}}$$

$$M_{Eu} = 0,5 \{M_{0u,DE}; M_{0u,EF}\} = 0,5 \max \{12,05; 11,44\} \Rightarrow M_{Eu} = \mathbf{6,03 \text{ kN.m}}$$

$$M_{Es} = 0,5 \{M_{0s,DE}; M_{0s,EF}\} = 0,5 \max \{8,78; 8,34\} \Rightarrow M_{Es} = \mathbf{4,39 \text{ kN.m}}$$

$$M_{Fu} = 0,2 \{M_{0u,EF}\} = 0,2 \max \{11,44\} \Rightarrow M_{Fu} = \mathbf{2,29 \text{ kN.m}}$$

$$M_{Fs} = 0,2 \{M_{0s,EF}\} = 0,2 \max \{8,34\} \Rightarrow M_{Fs} = \mathbf{1,67 \text{ kN.m}}$$

Niveau	Appui	E.L.U	E.L.S
Etage courant	M <sub>A</sub>	<b>1,76</b>	<b>1,27</b>
	M <sub>B</sub>	<b>5</b>	<b>3,53</b>
	M <sub>C</sub>	<b>5,45</b>	<b>3,92</b>
	M <sub>D</sub>	<b>5,45</b>	<b>3,92</b>
	M <sub>E</sub>	<b>4,9</b>	<b>3,53</b>
	M <sub>F</sub>	<b>1,86</b>	<b>1,34</b>

RDC	M <sub>A</sub>	2,09	1,49
	M <sub>B</sub>	5,82	4,15
	M <sub>C</sub>	6,48	4,61
	M <sub>D</sub>	6,48	4,61
	M <sub>E</sub>	5,82	4,15
	M <sub>F</sub>	2,21	1,57
Sous-sol	M <sub>A</sub>	2,43	1,71
	M <sub>B</sub>	6,75	4,76
	M <sub>C</sub>	7,51	5,29
	M <sub>D</sub>	7,51	5,29
	M <sub>E</sub>	6,75	4,76
	M <sub>F</sub>	2,56	1,81

*Tab.III.13 : Moment sur appui à l'E.L.U et à l'E.L.S*

### III.5.5 Les moments en travées :

#### III.5.5.1 Terrasse :

##### ✓ Travée AB :

##### 1- E.L.U

$$M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \text{Max} \{ (1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0 \}$$

$$\Rightarrow M_{tu} + \frac{2,17 + 6,03}{2} \geq \text{Max} \{ (1 + 0,3 \times 0,14)10,84 ; 1,05 \times 10,84 \} \Rightarrow M_{tu} = 7,28$$

kN.m

$$M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3 \times 0,14}{2} \right) 10,84 \Rightarrow M_t = 6,73 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 7,28 \text{ kN.m}$$

##### 2- E.L.S :

$$M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \text{Max} \{ (1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0 \}$$

$$\Rightarrow M_{ts} + \frac{1,58 + 4,39}{2} \geq \text{Max} \{ (1 + 0,3 \times 0,14)7,91 ; 1,05 \times 7,91 \} \Rightarrow M_{ts} = 5,31 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3 \times 0,14}{2} \right) 7,91 \Rightarrow M_t = 4,91 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_{ts} = 5,31 \text{ kN.m}$$

## ✓ Travée BC :

## 1- E.L.U :

$$M_t + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \text{Max} \{(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0\}$$

$$\Rightarrow M_{tu} + \frac{6,03 + 6,71}{2} \geq \text{Max} \{(1 + 0,3 \times 0,14)12,05 ; 1,05 \times 12,05\} \Rightarrow M_{tu} = 6,28 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \Rightarrow M_t \geq \left(\frac{1+0,3 \times 0,14}{2}\right) 12,05 \Rightarrow M_t = 6,28 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 6,28 \text{ kN.m}$$

## 2- E.L.S :

$$M_t + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \text{Max} \{(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0\}$$

$$M_{ts} + \frac{4,39 + 5}{2} \geq \text{Max} \{(1 + 0,3 \times 0,14)8,78 ; 1,05 \times 8,78\} \Rightarrow M_{ts} = 4,52 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \Rightarrow M_t \geq \left(\frac{1+0,3 \times 0,14}{2}\right) 8,78 \Rightarrow M_t = 4,57 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_{ts} = 4,57 \text{ kN.m}$$

	travée	E.L.U	E.L.S
Terrasse inaccessible	A-B	<b>7,28</b>	<b>5,31</b>
	B-C	<b>6,28</b>	<b>4,57</b>
	C-D	<b>10,9</b>	<b>7,83</b>
	D-E	<b>6,28</b>	<b>4,57</b>
	E-F	<b>8,99</b>	<b>6,56</b>
Etage courant	A-B	<b>6,12</b>	<b>4,45</b>
	B-C	<b>5,29</b>	<b>3,87</b>
	C-D	<b>9,23</b>	<b>6,66</b>
	D-E	<b>5,38</b>	<b>3,9</b>
	E-F	<b>5,94</b>	<b>4,78</b>
RDC	A-B	<b>7,6</b>	<b>5,24</b>
	B-C	<b>6,78</b>	<b>4,83</b>
	C-D	<b>11,52</b>	<b>8,02</b>
	D-E	<b>6,78</b>	<b>4,83</b>
	E-F	<b>8,26</b>	<b>5,88</b>
	A-B	<b>9,2</b>	<b>6,48</b>

Sous-sol	B-C	<b>8,19</b>	<b>5,76</b>
	C-D	<b>13,81</b>	<b>9,73</b>
	D-E	<b>8,19</b>	<b>5,76</b>
	E-F	<b>9,89</b>	<b>6,96</b>

*Tab.III.14 : Moment en travée à l'E.L.U et à l'E.L.S*

### III.5.6 Calcul de l'effort tranchant :

$$T(X) = \pm \frac{P_u l}{2} + \Delta_T$$

#### III.5.6.1 Terrasse :

##### ✓ Travée AB :

$$\Delta_T = \frac{M_B - M_A}{L_1} = \frac{(-6,03) - (-2,17)}{3,7} = -1,04 \text{ m}$$

$$T(X) = + \frac{6,34 \times 3,7}{2} + (-1,04) = +10,69 \text{ kN}$$

$$T(X) = - \frac{6,34 \times 3,7}{2} + (-1,04) = -12,77 \text{ kN}$$

##### ✓ Travée BC :

$$\Delta_T = \frac{M_C - M_B}{L_1} = \frac{(-6,71) - (-6,03)}{3,9} = -0,17 \text{ kN}$$

$$T(X) = + \frac{6,34 \times 3,9}{2} + (-0,17) = +12,19 \text{ kN}$$

$$T(X) = - \frac{6,34 \times 3,9}{2} + (-0,17) = -12,53 \text{ kN}$$

##### ✓ Travée CD :

$$\Delta_T = \frac{M_D - M_C}{L_1} = \frac{(-6,71) - (-6,71)}{4,6} = 0$$

$$T(X) = + \frac{6,34 \times 4,6}{2} + 0 = +14,58 \text{ kN}$$

$$T(X) = - \frac{6,34 \times 4,6}{2} + 0 = -14,58 \text{ kN}$$

##### ✓ Travée DE :

$$\Delta_T = \frac{M_E - M_D}{L_1} = \frac{(-6,03) - (-6,71)}{3,9} = 0,17 \text{ kN}$$

$$T(X) = + \frac{6,34 \times 3,9}{2} + 0,17 = +12,59 \text{ kN}$$

$$T(X) = - \frac{6,34 \times 3,9}{2} + 0,17 = -12,19 \text{ kN}$$

✓ Travée EF :

$$\Delta_T = \frac{M_F - M_E}{L_1} = \frac{(-2,29) - (-6,03)}{3,8} = 0,98 \text{ kN}$$

$$T(X) = + \frac{6,34 \times 3,8}{2} + 0,98 = +13,03 \text{ kN}$$

$$T(X) = - \frac{6,34 \times 3,8}{2} + 0,98 = -11,07 \text{ kN}$$

Niveau	Travée	$\Delta_T$	+T(x)	-T(x)
Etage courant	A-B	<b>-0,88</b>	<b>10,41</b>	<b>-8,65</b>
	B-C	<b>-0,12</b>	<b>9,92</b>	<b>-10,16</b>
	C-D	<b>0</b>	<b>11,85</b>	<b>-11,85</b>
	D-E	<b>0,14</b>	<b>10,18</b>	<b>-9,9</b>
	E-F	<b>0,8</b>	<b>10,59</b>	<b>-8,99</b>
RDC	A-B	<b>-1</b>	<b>10,32</b>	<b>-12,32</b>
	B-C	<b>-0,17</b>	<b>11,76</b>	<b>-12,1</b>
	C-D	<b>0</b>	<b>14,08</b>	<b>-14,08</b>
	D-E	<b>0,17</b>	<b>12,1</b>	<b>-11,76</b>
	E-F	<b>0,95</b>	<b>12,58</b>	<b>-10,68</b>
Sous-sol	A-B	<b>-1,17</b>	<b>11,97</b>	<b>-14,31</b>
	B-C	<b>-0,19</b>	<b>13,66</b>	<b>-14,04</b>
	C-D	<b>0</b>	<b>16,33</b>	<b>-16,33</b>
	D-E	<b>0,19</b>	<b>14,04</b>	<b>-13,66</b>
	E-F	<b>1,1</b>	<b>14,59</b>	<b>-12,39</b>

*Tab.III.15 : Effort tranchant*

poutrelle	E.L.U	E.L.S	T(x) max
Plancher terrasse inaccessible	$M_t^{\max} = 10,9 \text{ kN.m}$	$M_t^{\max} = 7,83 \text{ kN.m}$	$V_u^{\max} = 14,58 \text{ kN}$
	$M_a^{\max} = 6,71 \text{ kN.m}$	$M_a^{\max} = 5 \text{ kN.m}$	
Plancher étage courant	$M_t^{\max} = 9,23 \text{ kN.m}$	$M_t^{\max} = 6,66 \text{ kN.m}$	$V_u^{\max} = 11,85 \text{ kN}$
	$M_a^{\max} = 5,45 \text{ kN.m}$	$M_a^{\max} = 3,92 \text{ kN.m}$	

RDC	$M_t^{\max} = 11,52 \text{ kN.m}$ $M_a^{\max} = 6,48 \text{ kN.m}$	$M_t^{\max} = 8,02 \text{ kN.m}$ $M_a^{\max} = 4,61 \text{ kN.m}$	$V_u^{\max} = 14,08 \text{ kN}$
Sous-sol	$M_t^{\max} = 13,81 \text{ kN.m}$ $M_a^{\max} = 7,51 \text{ kN.m}$	$M_t^{\max} = 9,73 \text{ kN.m}$ $M_a^{\max} = 5,29 \text{ kN.m}$	$V_u^{\max} = 16,33 \text{ kN}$

Tab.III.16: Moments et efforts max à l'E.L.U et à l'E.L.S

### III.5.7 Le ferrailage :

On a :  $M_{tu} = 13,81 \text{ kN.m}$  ;  $M_{ts} = 9,73 \text{ kN.m}$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} ; f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{c28} = 14,17 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 21 = 18,9 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} , b_0 = 10 \text{ cm}$$

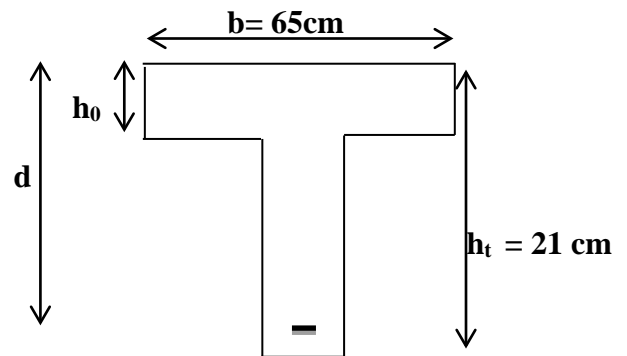
#### ❖ En travée :

$$\gamma = \frac{M_{Tu}}{M_{Tser}} = \frac{13,81}{9,73} = 1,4$$

$$F_{bc} = b h_0 f_{bu} = 460,53 \text{ kN}$$

$$Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 16,4 \text{ cm}$$

$$M_{tu} = F_{bc} \times Z_b = 75,53$$



$M_u < M_{tu} \Rightarrow$  en applique l'organigramme de la Flexion simple de la section

rectangulaire  $b_0 = b$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,81 \times 10^6}{650 \times 189^2 \times 14,17} = 0,04$$

$$\mu_{tu} = 0,2999 \text{ (livre pratique du BAEL91 ; tableau des moments réduits page 113)}$$

$$\mu_{bu} < \mu_{tu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,05$$

$$Z_b = d(1 - 0,4 \alpha) = 18,52 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_{Tu}}{Z_b f_{ed}} = 2,14 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \left\{ A_{\min}, A_u \right\} = 2,14 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA12 = 2,26 cm<sup>2</sup>

❖ **Sur appui :**

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{a\text{ser}}} = \frac{7,51}{5,29} = 1,4$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,51 \times 10^6}{100 \times 189^2 \times 14,17} = 0,15$$

$$\mu_{lu} = 0,2999 ; \quad \mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

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

$$Z_b = d(1 - 0,4 \alpha) = 17,39 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_{au}}{Z_b f_{ed}} = 1,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \left[ A_{\min}, A_u \right] = 1,48 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA12 = 2,26 cm<sup>2</sup>

✓ **Armature transversale :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l\min} \right\} \text{ CBA93 (artc A.6.4.2)}$$

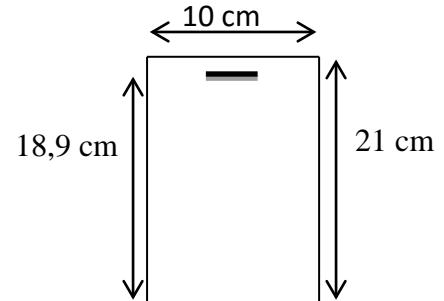
$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{21}{35} ; \frac{10}{10} ; 1,2 \right\} \Rightarrow \phi_t \leq 6 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm} ; \text{ en prend } 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

✓ **L'espacement des armatures transversales**

$$S_t \leq \min (0,9d = 17,01 ; 40 \text{ cm}) \text{ CBA93 (artc A.5.1.2.2)}$$

On prend  $S_t = 16 \text{ cm}$



✓ **Vérification au cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{16,33 \times 10^3}{650 \times 189} = 0,13 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification à l'E.L.S :**

- Contrainte admissible de béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} > \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$

- Contrainte admissible d'acier tendu :  $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} > \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d-y)$

	y	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travée	<b>3,95</b>	<b>8912,04</b>	<b>4,31</b>	<b>244,83</b>
appuis	<b>3,95</b>	<b>8912,04</b>	<b>2,35</b>	<b>133,11</b>

*Tab.III.17 : Vérification des contraintes*

✓ **Vérification des conditions de calcul de flèche : CBA 93( art B.6.5.1)**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{21}{460} = 0,046 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{21}{460} = 0,046 < \frac{9,73}{10 \times 13,23} = 0,074 \dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \Rightarrow \frac{226}{100 \times 189} = 0,0012 < \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots \text{C.V}$$

Il faut vérifié la flèche

D'après la RDM la flèche est calculée selon la relation :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI}$$

avec :

E : module de déformation défiré  $E_{vj} = 1,08 \times 10^4 \text{ MPa}$

I : moment d'inertie :  $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{65 \times 21^3}{12} = 50163,75 \text{ cm}^4$

Donc :  $f = \frac{5 \times 5 \times (2300^4)}{384 \times (1,08 \times 10^4) \times (50163,75 \times 10^4)} = 0,34 \text{ cm}$

Flèche admissible : (CBA93 article B6.5.3)

$L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow f_{ad} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm} \Rightarrow f = 0,34 \text{ cm} < f_{ad} = 0,92 \text{ cm} \dots \text{vérifiée}$

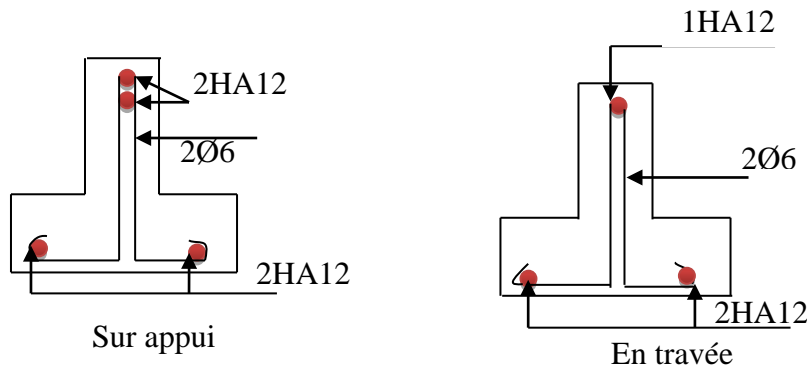


Fig.III.11 : Schéma de ferrailage de nervure

#### ✚ Ferrailage de la dalle de compression : C.B.A 93 article B6.8.4.2.3

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm armée par un treillis soudés de diamètre  $\varnothing$  5mm, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 \geq 4 \frac{L_1}{f_e}$$

Avec :  $f_e = 235 \text{ MPa}$

$$L_1 = 65 \text{ cm}$$

$$A_1 \geq 4 \frac{65}{235} = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{1,11}{2} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : on adopte un treillis soudé de  $\varnothing$ 5, de mailles (15x15) cm<sup>2</sup>

## III.6 Ascenseur

### III.6.1 Définition :

Un ascenseur est un appareil élévateur destiné à transporter verticalement des personnes d'un niveau à un autre.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids et les câbles).

### III.6.2 Les caractéristiques :

- Largeur de l'ascenseur = 1,4m

- Longueur de l'ascenseur = 1,67 m
- Hauteur de l'ascenseur = 2,25 m
- Puissance de l'ascenseur  $W = 6,8 \text{ KW}$
- Charge due à la cuvette  $F_c = 145 \text{ Kw}$
- La charge nominale est de 630 kg
- La vitesse  $V = 1,6 \text{ m/s}$

### III.6.3 Etude de l'ascenseur :

#### III.6.3.1 Calcul des masses :

##### a- Le poids mort :

- ✓ Surface latérale :

$$S = (2 \times 1,67 + 1,4) \times 2,25 = 10,67 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 0,115 \times 10,67 \times 1,4 = 1,72 \text{ kN}$$

- ✓ Plancher :

$$S = 1,4 \times 1,67 = 2,34 \text{ m}^2$$

$$P_2 = 1,4 \times 2,34 = 3,28 \text{ kn}$$

- ✓ Toit :

$$S = 2,34 \text{ m}^2$$

$$P_3 = S \times 0,2 = 2,34 \times 0,2 = 0,47 \text{ kN}$$

- ✓ Arcade :

$$P_4 = (0,6 + 0,8) \times 1,4 = 1,96 \text{ kN}$$

- ✓ Parachute :

$$P_5 = 0,4 \text{ kn}$$

- ✓ Accessoire :

$$P_6 = 0,8 \text{ kN}$$

- ✓ Poutier de mouflage :

$$P_7 = 0,6 \text{ kN}$$

- ✓ Porte de cabine :

$$P_8 = 0,8 + 0,25 \times 0,7 \times 2 = 1,15 \text{ kN.}$$

#### III.6.3.2 Charge de l'ascenseur :

- $P_M$  : Poids morts (la masse de la cabine + treuil + accessoire + câble d'acier)

$$P_M = \sum P_i \quad \Rightarrow \quad P_M = 10,38 \text{ kN}$$

- Charge nominal :  $Q = 6,3 \text{ kN}$

- $P_P$  : La masse de contre poids :  $P_P = P_M + \frac{Q}{2}$

$$P_P = 10,38 + \frac{6,3}{2} \quad \Rightarrow \quad P_P = 13,53 \text{ kN}$$

### III.6.4 Descente des charges :

- Charge nominale :  $Q = 6,3 \text{ kN}$

- Charge permanente :

$$M_g = m \times n \times l$$

Avec :

$m = 0,00512 \text{ kN}$  ; masse linéaire du câble.

$n = 2$  ; nombre des câbles.

$l = 27,48 \text{ m}$  ; longueur du câble.

$$M_g = 0,2814 \text{ kN}$$

- ✓ Poids morts : 10,38 kV
- ✓ Masse de câble : 0,28 kN
- ✓ Masse de contre poids : 13,53 kN
- ✓ Treuil en haut + moteur : 0,2 kN

$$\Rightarrow G = 24,39 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } Q_u = 1,35 G + 1,5 Q \quad \Rightarrow \quad Q_u = 42,38 \text{ kN}$$

### III.6.5 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un d'appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés).

- La charge totale ultime :  $Q_u = 42,38 \text{ kN}$

- Chaque appuis reçoit le  $\frac{1}{4}$  de cette charge  $Q_u$

$$Q_0 = \frac{Q_u}{4} = 10,5 \text{ kN}$$

D'après le **CBA93 (Arta.5.2.4.2 P48)**

$$Q_u \leq 0,045 U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

$Q_u$  : la charge de calcul vis-à-vis de l'E.L.U.

$h$  : épaisseur totale de la dalle,  $h = 25 \text{ cm}$  (selon les conditions de l'entreprise national des ascenseurs).

$U_c$  : le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen ( $a = 10 \text{ cm}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  ;  $\alpha = 45^\circ$ )

$$U_c = 4(a_0 + \frac{h}{2} \times 2) = 4(10 + \frac{25}{2} \times 2) = 140 \text{ cm}$$

$$42,38 \leq 0,045 \times 1400 \times 250 \times \frac{25}{1,5} = 262,5 \text{ kN}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

### III.6.6 Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

#### III.6.6.1 Evaluation des moments :

$$\text{A E.L.U : } N_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow N_u = 42,38 \text{ kN/m}$$

$$L_x = 1,4 \text{ m ; } L_y = 1,67 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,84 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

**III.6.6.2 Détermination des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :** d'après le livre pratique du BAEL91 page 353 on a :

	$\mu_x$	$\mu_y$
E.L.U	$\frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)}$	$\alpha^3 (1,9 - 0,9\alpha) \geq \frac{1}{4}$
E.L.S	$\frac{1}{8(1 + 2\alpha^3)}$	$\alpha^2 (1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha)^2) \geq \frac{1}{4}$

*Tab.III.18 : Les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  à l'E.L.U et l'E.L.S.*

- **E.L.U :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,052 \\ \mu_y = 0,678 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 4,32 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 2,93 \text{ kN.m} \end{array}$$

#### III.6.6.3 Calcul des moments:

- ❖ **En travée :**

$$\text{Sens X-X : } M_t^x = 0,85 M_x = 3,67 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_t^y = 0,85 M_y = 2,5 \text{ kN.m}$$

- ❖ **Sur appui :**

$$\text{Sens X-X : } M_a^x = 0,4 M_x = 1,73 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_a^y = 0,4 M_y = 1,17 \text{ kN.m}$$

## III.6.6.4 Ferrailage :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1m de largeur en flexion simple,  $d=18\text{cm}$

		M (kN.m)	$A_{\text{cal}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{CNF}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Espacement (cm)
En travée	Sens X-X	<b>3,67</b>	<b>0,59</b>	<b>2,17</b>	<b>4HA10</b>	<b>3,14</b>	<b>25</b>
	Sens Y-Y	<b>2,5</b>	<b>0,4</b>	<b>2,17</b>	<b>4HA10</b>	<b>3,14</b>	<b>25</b>
Sur appui	Sens X-X	<b>1,73</b>	<b>0,28</b>	<b>2,17</b>	<b>4HA10</b>	<b>3,14</b>	<b>25</b>
	Sens Y-Y	<b>1,17</b>	<b>0,19</b>	<b>2,17</b>	<b>4HA10</b>	<b>3,14</b>	<b>25</b>

Tab.III.19 : Ferrailage de l'ascenseur.

## III.6.6.5 La vérification :

- **E.L.S** :  $N_{\text{ser}} = G + Q \Rightarrow N_{\text{ser}} = 30,69 \text{ kN/m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,057 \\ \mu_y = 0,734 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 3,43 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 2,52 \text{ kN.m} \end{array}$$

## a- Calcul des moments:

## ❖ En travée :

$$\text{Sens X-X : } M_t^x = 0,85 M_x = 2,92 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_t^y = 0,85 M_y = 2,14 \text{ kN.m}$$

## ❖ Sur appui :

$$\text{Sens X-X : } M_a^x = 0,4 M_x = 1,37 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_a^y = 0,4 M_y = 1,09 \text{ kN.m}$$

## b- Vérification des contraintes:

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{\text{ser}}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa (peu préjudiciable).}$$

		$M_{\text{ser}}$ (kN.m)	y (cm)	I ( $\text{cm}^4$ )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
En travée	Sens X-X	<b>2,92</b>	<b>3,67</b>	<b>11319,63</b>	<b>0,95</b>	<b>55,45</b>
	Sens Y-Y	<b>2,14</b>	<b>3,67</b>	<b>11319,63</b>	<b>0,69</b>	<b>40,64</b>
Sur appui	Sens X-X	<b>1,37</b>	<b>3,67</b>	<b>11319,63</b>	<b>0,44</b>	<b>26,02</b>
	Sens Y-Y	<b>1,09</b>	<b>3,67</b>	<b>11319,63</b>	<b>0,35</b>	<b>20,70</b>

Tab.III.20 : Vérification des contraintes de l'ascenseur.

**c- Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = \frac{P_u l}{2}; l_x = 1,4 \text{ m}; l_y = 1,67 \text{ m}; P_u = 42,38 \text{ kN/ml}$$

$$V_{ux} = 29,67 \text{ kN}; V_{uy} = 35,39 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \tau_{ux} = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{ C.V}$$

$$\Rightarrow \tau_{uy} = 0,2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{ C.V}$$

**III.6.7 Cas d'une charge concentrée :**

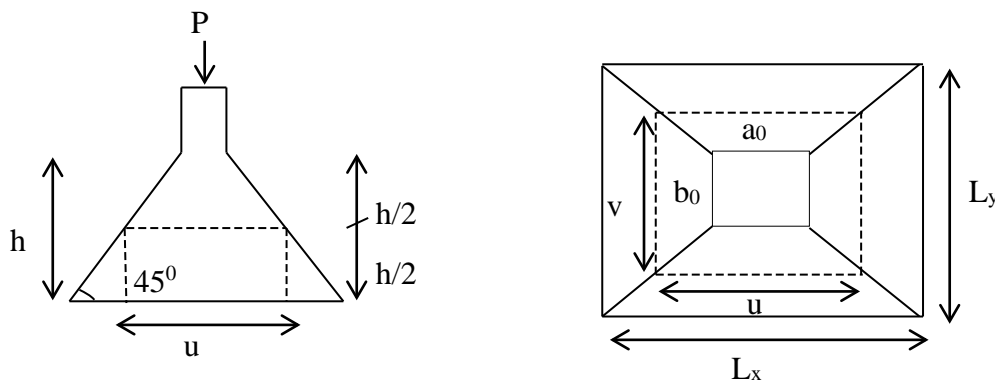
La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

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

$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens X-X.

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens Y-Y.



**Fig.III.12 :** La dalle d'ascenseur et sa surface d'impact

$$\left\{ \begin{array}{l} u = a_0 + h = 10 + 25 = 35 \text{ cm} \\ v = b_0 + h = 10 + 25 = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**III.6.7.1 Calcul des sollicitations :**

$$M_x = Q_u \times (M_1 + v \times M_2)$$

$$M_y = Q_u \times (M_2 + v \times M_1)$$

$$M_1 \text{ en fonction de } \frac{u}{L_x} = 0,25 \quad \text{et} \quad \alpha = 0,84$$

$M_1$  en fonction de  $\frac{u}{L_x} = 0,21$  et  $\alpha = 0,84$

En se référant à l'abaque PIGEAU on trouve  $M_1 = 0,148$  et  $M_2 = 0,137$

E.L.U :

$$M_x = 6,27 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 5,81 \text{ kN.m}$$

❖ **En travée :**

$$\text{Sens X-X : } M_t^x = 0,85 M_x = 5,33 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_t^y = 0,85 M_y = 4,94 \text{ kN.m}$$

❖ **Sur appui :**

$$\text{Sens X-X : } M_a^x = 0,4 M_x = 2,51 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_a^y = 0,4 M_y = 2,32 \text{ kN.m}$$

#### III.6.6.4 Ferrailage :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1m de largeur en flexion simple,  $d = 18 \text{ cm}$

		M (kN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{CNF}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
En travée	Sens X-X	<b>5,33</b>	<b>2,98</b>	<b>2,17</b>	<b>4HA10</b>	<b>3,14</b>	<b>25</b>
	Sens Y-Y	<b>4,94</b>	<b>0,79</b>	<b>2,17</b>	<b>4HA10</b>	<b>3,14</b>	<b>25</b>
En appui	Sens X-X	<b>2,51</b>	<b>0,4</b>	<b>2,17</b>	<b>4HA10</b>	<b>3,14</b>	<b>25</b>
	Sens Y-Y	<b>2,32</b>	<b>0,37</b>	<b>2,17</b>	<b>4HA10</b>	<b>3,14</b>	<b>25</b>

*Tab.III.21 Cas d'une charge concentrée.*

## Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre on cite les séismes. Les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiques justifiés et techniquement cohérents.

Le bâtiment étudié est un R+7 avec sous-sol dans la zone (II-a), l'utilisation d'un contreventement par portiques est donc insuffisant. On doit dans ce cas introduire en plus de ces portiques, des voiles en BA.

### IV.1 Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; le calcul peut être mené par l'une de ces 3 méthodes:

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après le RPA99 Version 2003 page 36, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique II-a de groupe d'usage 02, régularité en plan et en élévation,  $h = 27,52 \text{ m} < 65 \Rightarrow$  Nous avons utilisé la méthode statique équivalente.

#### IV.1.1 La méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle.

##### a. Calcul de la force sismique : RPA99 version 2003 article (4.2.3 page 37)

$$V_s = \frac{ADQ}{R} W$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 page 38 du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Zone II-a ; Groupe 2  $\rightarrow A = 0,15$
- **D** : Coefficient d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site,

du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{\frac{2}{3}} (3,0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

- $T_2$  donnée par le tableau 4.7 page 49 ; S3 (site meuble)  $\rightarrow T_2 = 0,5 \text{ s}$
- D'après la formule 4.3 page 38 ;  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$
- $\xi$  : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.  $\xi$  Est donné par le tableau 4.2 page 38.

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense, donc

$$\xi = 10\% \Rightarrow \eta = 0,76 > 0,7 \dots\dots \text{vérifiée}$$

- $T$  : La période de la structure =  $0,09 h_n / \sqrt{L}$  (portique auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie).

Avec :

**L** : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

$$L_x = 20,4 \text{ m} ; L_y = 15,10 \text{ m} ; h_n = 27,52 \text{ m}$$

$$T_x = \frac{0,09 \times 27,52}{\sqrt{20,40}} \Rightarrow T_x = 0,6 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 27,52}{\sqrt{15,10}} \Rightarrow T_y = 0,64 \text{ s}$$

$$D_x = 1,68 ; D_y = 1,61$$

- **Q: facteur de qualité :**

Le facteur de qualité est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$  ;  $P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  « est satisfait ou non ». Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 page 44

▪ **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

D'après le RPA 99 version 2003 page 42, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées n'excède pas 1.5

➤ Sens longitudinal: (5 travées)

$$370/390 = 0,95 < 1.5$$

$$390/460 = 0,85 < 1.5$$

$$460/390 = 1,18 < 1.5$$

$$390/380 = 1,03 < 1.5$$

condition vérifiée  $\rightarrow P_q = 0$

➤ Sens transversal : (3 travées)

$$480/490 = 0,85 < 1,5$$

$$490/490 = 1 < 1,5$$

Condition vérifiée  $\rightarrow P_q = 0$

▪ **Redondance en plan :**

➤ Sens longitudinal : (6 files) :

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{460}{370} = 1,24 < 1,5 \Rightarrow \text{vérifiée } P_q = 0$$

➤ Sens transversal: (4 files) :

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{490}{480} = 1,02 < 1,5 \Rightarrow \text{vérifiée } P_q = 0$$

▪ **Régularité :**

La structure régulière en plan et en élévation  $\Rightarrow$  vérifiée  $P_q = 0$

▪ **La qualité du contrôle de la construction :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$$p_q = 0,05$$

▪ Contrôle de la qualité de l'exécution :

On considère que ce critère est non observé :  $p_q = 0,10$

$$\sum_1^6 p_q = 0,15 ; Q = 1,15$$

- **R : coefficient de comportement global de la structure :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 page 41 en fonction de système de contreventement.

Dans notre structure on a un système de contreventement mixte (portique-voile) en béton armé avec justification de l'interaction, donc  $R=5$ .

✓ Effort total des poteaux : 32145.5 kN

Poids total des poteaux: 44273.32 kN

Le pourcentage : 73 %

✓ Effort total des voiles : 12127.82 kN

Poids total des voiles : 44273.32 kN

Le pourcentage : 27 %

Donc : on prend  $R = 4$

- **W : poids total de la structure :**

Le poids total de la structure est donné par la formule suivante :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA99 version 2003 page 44)  $\Rightarrow \beta = 0,2$

A partir du logiciel Robot 2010 le poids total de la structure est :

$$W = 29707,05 \text{ kN}$$

Donc :  $V_x = 2152,3 \text{ kN}$ .

$$V_y = 2062,6 \text{ kN}.$$

- **Vérification de la résultante des forces sismiques :** RPA99 version 2003 article 4.3.6 page 50.

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$$

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens X :

$$V_{\text{dynamique } x} = 1747,65 \text{ kN}$$

$$0,8 V_{\text{staique } x} = 1721,82 \text{ kN} \Rightarrow V_{\text{dynamique } x} > 0,8 V_{\text{staique } x} \Rightarrow C. V$$

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens Y :

$$V_{\text{dynamique } y} = 1668,95 \text{ kN}$$

$$0,8 V_{\text{staique } y} = 1650,08 \text{ kN} \Rightarrow V_{\text{dynamique } y} > 0,8 V_{\text{staique } y} \Rightarrow C. V$$

**a. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad (\text{la formule 4-10 page 46})$$

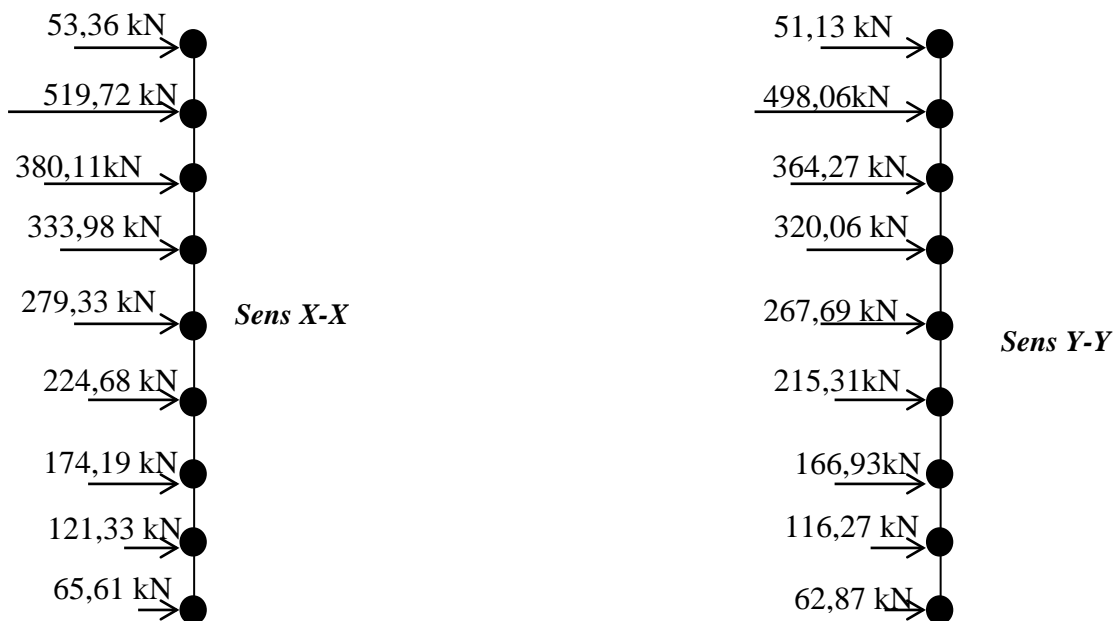
$F_t$  : la force concentrée au sommet de la structure.

On a  $T_x = 0,6 \text{ s} < 0,7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$   
 $T_y = 0,64 \text{ s} < 0,7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$  }  $F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum W_i h_i}$  (la formule 4-11)

$F_t = 0$  ; alors :  $F_i = \frac{V W_i h_i}{\sum W_j h_j}$

Niveau	hi (m)	W (poids) kN	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
1	3,4	3846,25	65,61	62,87
2	6,46	3743,69	121,33	116,27
3	9,52	3647,25	174,19	166,93
4	12,58	3559,99	224,68	215,31
5	15,64	3559,99	279,33	267,69
6	18,7	3559,99	333,98	320,06
7	21,76	3481,92	380,11	364,27
8	24,82	4173,86	519,72	498,06
9	27,52	386,47	53,36	51,13

*Tab.IV.1 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur*



*Fig.IV.1 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur dans les deux sens*

## IV.1.2 Caractéristiques géométriques de la structure :

Diaphragme	Centre de masse		Contre de torsion	
	X <sub>cm</sub> (m)	Y <sub>cm</sub> (m)	X <sub>ct</sub> (m)	Y <sub>ct</sub> (m)
1	9,92	7,26	9,91	7,30
2	9,92	7,26	9,91	7,30
3	9,92	7,26	9,91	7,30
4	9,92	7,26	9,91	7,30
5	9,92	7,26	9,91	7,30
6	9,92	7,26	9,91	7,30
7	9,92	7,26	9,91	7,30
8	9,92	7,36	9,91	7,30
9	9,88	1,83	9,88	2,43

Tab.IV.2 : Centre de masse et de torsion de chaque étage.

## IV.1.3 Calcul de l'excentricité théorique et accidentelle :

- l'excentricité théorique : la distance entre le centre de masse et de torsion.

$$e_{xt} = |X_{cm} - X_{ct}|$$

$$e_{yt} = |Y_{cm} - Y_{ct}|$$

- l'excentricité accidentelle : d'après le RPA99 v 2003 article 4.2.7 page 47

$$e_{xa} = 0,05 L_x ; \text{ avec : } L_x = 20,4 \text{ m} \Rightarrow e_x = 1,02 \text{ m}$$

$$e_{ya} = 0,05 L_y ; \text{ avec : } L_y = 15,10 \text{ m} \Rightarrow e_y = 0,76 \text{ m}$$

Diaphragme	l'excentricité théorique		l'excentricité accidentelle	
	e <sub>xt</sub> (m)	e <sub>yt</sub> (m)	e <sub>ca</sub> (m)	e <sub>ca</sub> (m)
1	0,01	0,04	1,02	0,76
2	0,01	0,04	1,02	0,76
3	0,01	0,04	1,02	0,76
4	0,01	0,04	1,02	0,76
5	0,01	0,04	1,02	0,76
6	0,01	0,04	1,02	0,76
7	0,01	0,04	1,02	0,76
8	0,01	0,06	1,02	0,76
9	0	0,6	1,02	0,76

Tab.IV.3 : Caractéristiques dynamiques de la structure.

**IV.1.7 Nombre de modes à considérer :**

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Mode	Fréquence (HZ)	Période(s)	Masse cumulée (%)		Masse modale (%)	
			Ux	Uy	Ux	Uy
1	1,26	0,79	0,00	70,35	0,00	70,35
2	1,31	0,76	71,20	70,35	71,20	0,00
3	1,75	0,57	71,21	70,35	0,01	0,00
4	4,68	0,21	85,32	70,35	14,12	0,00
5	4,71	0,21	85,32	86,03	0,00	15,67
6	6,02	0,17	86,76	86,03	1,43	0,00
7	6,83	0,15	86,76	87,33	0,00	1,30
8	7,09	0,14	86,83	87,33	0,07	0,00
9	7,49	0,13	87,06	87,33	0,23	0,00
10	8,53	0,12	87,40	87,33	0,34	0,00
11	10,59	0,09	87,40	87,47	0,00	0,14
12	10,83	0,09	92,94	87,47	5,54	0,00
13	10,91	0,09	92,94	93,09	0,00	5,62
14	11,46	0,09	92,94	93,32	0,00	0,23
15	11,50	0,09	93,07	93,32	0,13	0,00

*Tab.IV.4 : Résultat de nombre des modes à considérer*

**IV.1.8 Vérification réglementaire :****IV.1.8.1 Vérification de la stabilité au renversement :**

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique, il faut vérifier la condition suivante :

$$\sum W_k b_i \geq \sum F_k h_k$$

Avec :

$W_k$  : Le poids calculé à chaque niveau (k) :  $W_k = W_{kg} + 0,2 W_{kq}$

$W_{kg}$  : Poids dû aux charges permanentes.

$W_{kq}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.

$b_i$  : Centre de gravité de la structure.

$F_k$  : La somme des forces sismiques à chaque étage k.

$h_k$  : La hauteur d'étage K.

Sens X-X :

Niveau	$F_x$	$h_k$ (kN)	$W_k$ (kN)	$b_i$	$W_k b_i$	$F_x h_k$
1	65,61	3,4	3846,25	9,92	38154,8	223,04
2	121,33	6,46	3743,69	9,92	37137,41	783,79
3	174,19	9,52	3647,25	9,92	36180,72	1658,29
4	224,68	12,58	3559,99	9,92	35315,1	2826,48
5	279,33	15,64	3559,99	9,92	35315,1	4368,72
6	333,98	18,7	3559,99	9,92	35315,1	6245,43
7	380,11	21,76	3481,92	9,92	34540,65	8271,94
8	519,72	24,82	4173,86	9,92	41404,69	12899,45
9	53,36	27,52	386,47	9,88	3818,32	1468,47

Tab.IV.5 : Vérification de la stabilité au renversement (X-X).

Sens Y-Y :

Niveau	$F_y$	$h_k$ (kN)	$W_k$ (kN)	$b_i$	$W_k b_i$	$F_y h_k$
1	62,87	3,4	3846,25	7,26	27923,78	213,76
2	116,27	6,46	3743,69	7,26	27179,19	751,1
3	166,93	9,52	3647,25	7,26	26479,04	1589,17
4	215,31	12,58	3559,99	7,26	25845,53	2708,73
5	267,69	15,64	3559,99	7,26	25845,53	4186,67
6	320,06	18,7	3559,99	7,26	25845,53	5985,12
7	364,27	21,76	3481,92	7,26	25278,74	7926,52
8	498,06	24,82	4173,86	7,36	30719,61	12361,85
9	51,13	27,52	386,47	1,83	707,24	1407,1

Tab.IV.6 : Vérification de la stabilité au renversement (Y-Y).

#### IV.1.9 Vérification Effets P- $\Delta$ (Article 5.9 RPA99 V 2003):

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la

condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot H_k} \leq 0.10$

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

Il faut que :  $\Delta_k < 1\% h$  (RPA99 v 2003 article 5.10 page 55)

Avec :  $\delta_k = R \delta_{ek}$  ;

**R** : Coefficient de comportement.

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

**$h_k$** : Hauteur de l'étage « k ».

Sens X-X :

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	1% $h_k$	$P_k$ (kN)	$V_{kx}$ (kN)	$\theta_k$
1	0,1	0,4	0,4	340	3,4	29707,05	2152,3	0,016
2	0,2	0,8	0,4	306	3,06	25860,8	2086,69	0,016
3	0,5	2	1,2	306	3,06	22117,11	1965,36	0,044
4	0,7	2,8	0,8	306	3,06	18469,86	1791,17	0,027
5	0,9	3,6	0,8	306	3,06	14909,87	1566,49	0,025
6	1,1	4,4	0,8	306	3,06	11349,88	1287,16	0,023
7	1,4	5,6	1,2	306	3,06	7789,89	953,18	0,032
8	1,5	6	0,4	306	3,06	4307,97	573,07	0,01
9	1,7	6,8	0,8	270	2,7	134,11	53,35	0,008

Tab.IV.7 : Vérification Effets P- $\Delta$  (X-X)

Sens Y-Y :

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	1% $h_k$	$P_k$ (kN)	$V_y$ (kN)	$\theta_k$
1	0,1	0,4	0,4	340	3,4	29707,05	2062,6	0,017
2	0,2	0,8	0,4	306	3,06	25860,8	1999,73	0,017
3	0,5	2	1,2	306	3,06	22117,11	1883,46	0,046
4	0,7	2,8	0,8	306	3,06	18469,86	1716,53	0,028
5	0,9	3,6	0,8	306	3,06	14909,87	1501,22	0,026
6	1,2	4,8	1,2	306	3,06	11349,88	1233,35	0,036
7	1,4	5,6	0,8	306	3,06	7789,89	913,47	0,022
8	1,6	6,4	0,8	306	3,06	4307,97	549,2	0,02

9	1,8	7,2	0,8	270	2,7	134,11	51,14	0,008
---	-----	-----	-----	-----	-----	--------	-------	-------

Tab.IV.8 : Vérification Effets P-Δ (Y-Y)

#### IV.1.10 Vérification de l'effort normal réduit :

Selon le RPA99 version 2003 article 7.4.3 page 67, l'effort normal réduit doit être vérifiée pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante :  $V = \frac{N_d}{B_c f_{cj}} \leq 0,3$

**V** : Effort normal réduit

**N<sub>d</sub>** : Effort normal de compression maximum

**B<sub>c</sub>** : Section brute de l'élément.

**f<sub>c28</sub>** : Résistance caractéristique du béton.

Niveau	Section pré-dimensionné	Section finale	N <sub>d</sub> (kN)	B <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	f <sub>cj</sub>	V	Remarque
Sous-sol	50x50	60x60	2348,41	0,3364	25	0,27	Vérifiée
RDC	50x50	55x55	2071,68	0,2809	25	0,29	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	45x45	55x55	2071,68	0,2809	25	0,29	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	45x45	50x50	1529,17	0,2304	25	0,27	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	40x40	45x45	1269,32	0,1849	25	0,28	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	40x40	45x45	1269,32	0,1849	25	0,28	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	40x40	45x45	1269,32	0,1849	25	0,28	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	35x35	40x40	582,24	0,1444	25	0,16	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	35x35	40x40	582,24	0,1849	25	0,16	Vérifiée

Tab.IV.9 : Vérification de l'effort normal réduit.

## IV.2 Ferrailage des éléments structuraux

### IV.2.1 Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'action à considérer pour le ferrailage des éléments structuraux sont en fonction du type des sollicitations. Nous distinguons les combinaisons les plus défavorables :

- ✓ E.L.U : 1,35G + 1,5Q
- ✓ E.L.S : G + Q
- ✓ Accidentels : G + Q ± E

✓ Accidentels :  $0,8G \pm E$

#### IV.2.2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables, en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

La section d'armature sera obtenue de:  $A = \max (A_u, A_{C.N.F}, A_{RPA})$ .

##### IV.2.2.1 Recommandation du RPA99 version 2003

###### a- Armatures longitudinales : RPA99 version 2003 (article 7.5.2.1 page 69)

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre est de 0,5% de la section de la poutre :  $(0,005 \times b \times h)$ .
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% de la section de la poutre :  $(0,04 \times b \times h)$  en zone courante, et 6%  $(0,06 \times b \times h)$  en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en zone II-a.

###### b- Armatures transversales :

- Choix de  $\phi_t$  :  $\phi_t \leq \min \left[ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right]$  (BAEL91)
- L'espacement : RPA99 version 2003 (article 7.5.2.2 page 70).

$$S_t \leq \min \left[ \frac{h}{4} ; 12\phi_{1\min} \right] \quad (\text{en zone nodale})$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad (\text{en dehors la zone nodale})$$

$$A_t = 0,003 S_t b$$

###### a- Poutre principale :

Niveau	E.L.U	E.L.A (G+Q±E)	E.L.S		Tu
	M <sub>t</sub>	M <sub>a</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>a</sub>	
1 à 7	<b>47,62</b>	<b>121,06</b>	<b>34,55</b>	<b>-80,29</b>	<b>121,85</b>
8	<b>57,35</b>	<b>123,09</b>	<b>41,97</b>	<b>-95,46</b>	<b>154,88</b>
9	<b>42,15</b>	<b>74,95</b>	<b>30,90</b>	<b>-52</b>	<b>87,88</b>

*Tab.IV.10: Sollicitations des poutres principales.*

**b- Poutre secondaire :**

Niveau	E.L.U	E.L.A (G+Q±E)	E.L.S		Tu
	M <sub>t</sub>	M <sub>a</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>a</sub>	
1	11,38	-60,60	8,28	-9,13	15,64
2	21,28	-89,89	15,50	-15,74	25,36
3	30,07	-101,49	21,91	-22,30	34,48
4	39,65	-105,98	28,91	-29,49	44,44
5	55,74	-108,34	40,66	-42,39	53,23
6	52,22	-101,68	38,09	-38,98	57,54
7	55,74	-95,76	40,66	-42,39	61,73
8	44,45	-72,56	32,43	-35,38	50,91
9	6,55	-29,41	4,85	-7,68	14,86

*Tab.IV.11 : Sollicitations des poutres secondaires.***IV.2.2.2 Ferrailage :****IV.2.2.2.1 Ferrailage longitudinal :**

- En travée : suivant la combinaison (1,35G+1,5Q).
- En appui : suivant la combinaison (G+Q±E).

**a- Poutre principale :**

Niv	M <sub>t</sub>	M <sub>a</sub>	A <sub>t</sub>	A <sub>a</sub>	A <sub>min</sub>	ARPA	Choix	A <sub>t</sub> adopté	Choix	A <sub>a</sub> adopté
S-S	53,51	87,05	4,32	7,62	1,3	6	3HA14	4,62	3HA16+ 3HA12	9,42
1 à 7	47,62	121,06	4	11,08	1,3	6	3HA14	4,62	6HA16	12,06
8	57,35	123,09	4,83	11,27	1,3	6	3HA16	6,03	6HA16	12,06
9	42,15	74,95	3,5	6,48	1,3	6	3HA14	4,62	3HA16+ 3HA12	9,42

*Tab.IV.12 : Ferrailage longitudinal des poutres principales.*

**b- Poutre secondaire :**

Niv	M <sub>t</sub>	M <sub>a</sub>	A <sub>t</sub>	A <sub>a</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>RPA</sub>	Choix	A <sub>t</sub> adopté	Choix	A <sub>a</sub> adopté
S-S	40,43	-36,52	3,89	3,49	1,14	5,25	3HA14	4,62	3HA16	6,03
1	11,38	-60,60	1,05	5,98	1,14	5,25	3HA12	3,39	3HA16	6,03
2	21,28	-89,89	2,02	9,32	1,14	5,25	3HA12	3,39	3HA16+ 3HA12	9,42
3	30,07	-101,49	2,85	10,77	1,14	5,25	3HA12	3,39	6HA16	12,06
4	39,65	-105,98	3,8	11,35	1,14	5,25	3HA14	4,62	6HA16	12,06
5	55,74	-108,34	5,48	11,71	1,14	5,25	3HA16	6,03	6HA16	12,06
6	52,22	-101,68	5,09	10,79	1,14	5,25	3HA16	6,03	6HA16	12,06
7	55,74	-95,76	5,48	10,07	1,14	5,25	3HA16	6,03	6HA16	12,06
8	44,45	-72,56	4,31	7,32	1,14	5,25	3HA14	4,62	3HA16+ 3HA12	9,42
9	6,55	-29,41	0,55	2,78	1,14	5,25	3HA12	3,39	3HA16	6,03

Tab.IV.13: Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.

**IV.2.2.2.2 Ferrailage transversal:**

Poutre	Ø <sub>l min</sub>	Ø <sub>t</sub>	Zone nodale		en dehors la zone nodale	
			S <sub>t</sub>	A <sub>t</sub>	S <sub>t</sub>	A <sub>t</sub>
30x40	1,2	0,8	10	0,9	15	1,35
30x35	1,2	0,8	10	0,9	15	1,35

Tab.IV.14 : Ferrailage transversal des poutres

**IV.2.2.3 Vérification de l'effort tranchant :**

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

**IV.2.2.4 Vérification à L'E.L.S:**

✓ Vérification des contraintes:

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)}$$

Position de l'axe neutre :

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

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

✓ **Vérifications des conditions de calcul de flèche : CBA 93( article B.6.5.1)**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

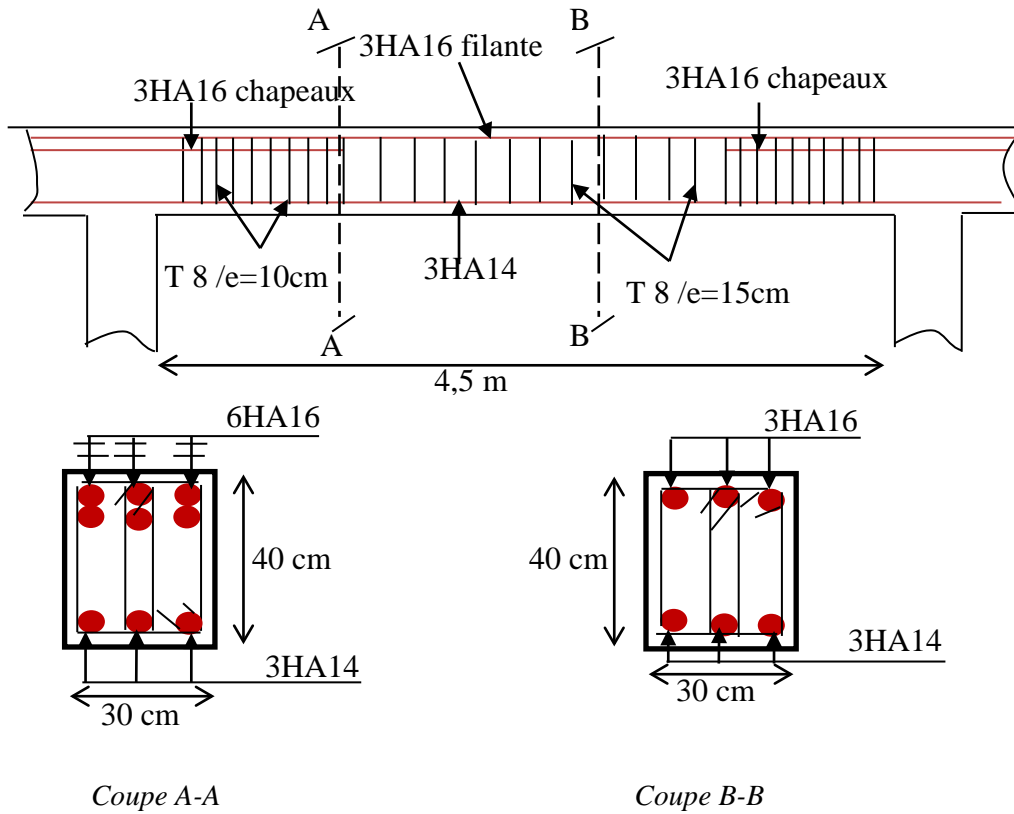
$$\frac{A}{db_0} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Niv	M <sub>t ser</sub> (kN.m)	M <sub>a ser</sub> (kN.m)	σ <sub>bc t</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc a</sub> (MPa)	σ <sub>sa</sub> (MPa)	V <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	f (mm)
S-S	<b>38,45</b>	<b>-77,92</b>	<b>7,33</b>	<b>256,86</b>	<b>11,64</b>	<b>264,81</b>	<b>131,38</b>	<b>1,22</b>	<b>C.V</b>
1 à 7	<b>34,55</b>	<b>-80,29</b>	<b>6,59</b>	<b>230,81</b>	<b>11,1</b>	<b>216,31</b>	<b>121,85</b>	<b>1,13</b>	<b>C.V</b>
8	<b>41,97</b>	<b>-95,46</b>	<b>7,27</b>	<b>217,6</b>	<b>13,2</b>	<b>257,18</b>	<b>154,88</b>	<b>1,43</b>	<b>C.V</b>
9	<b>30,90</b>	<b>-52</b>	<b>5,9</b>	<b>206,43</b>	<b>7,76</b>	<b>176,72</b>	<b>87,88</b>	<b>0,8</b>	<b>C.V</b>

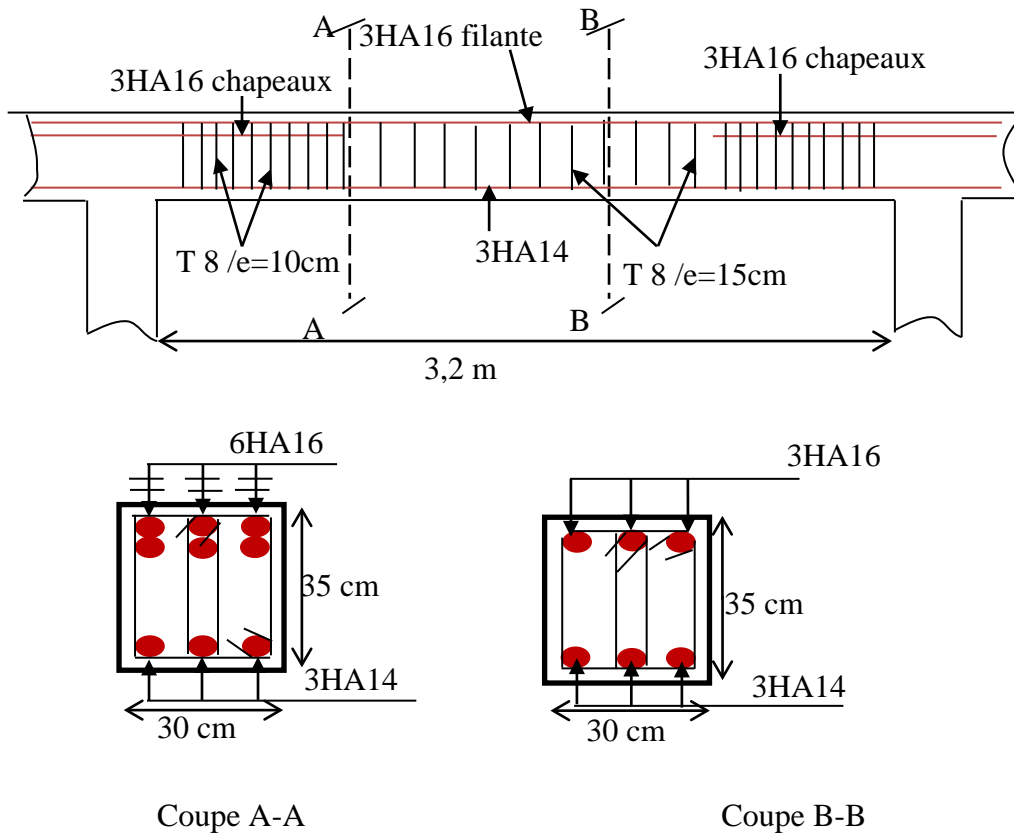
*Tab.IV.15 : Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales*

Niv	M <sub>t ser</sub> (kN.m)	M <sub>a ser</sub> (kN.m)	σ <sub>bc t</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc a</sub> (MPa)	σ <sub>sa</sub> (MPa)	V <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	f (mm)
S-S	<b>29,47</b>	<b>-19,31</b>	<b>7</b>	<b>226,42</b>	<b>4,17</b>	<b>115,2</b>	<b>102,8</b>	<b>1,09</b>	<b>C.V</b>
1	<b>8,28</b>	<b>-9,13</b>	<b>2,2</b>	<b>85,47</b>	<b>1,97</b>	<b>54,47</b>	<b>15,64</b>	<b>0,17</b>	<b>C.V</b>
2	<b>15,50</b>	<b>-15,74</b>	<b>4,12</b>	<b>160</b>	<b>2,94</b>	<b>61,61</b>	<b>25,36</b>	<b>0,27</b>	<b>C.V</b>
3	<b>21,91</b>	<b>-22,30</b>	<b>5,83</b>	<b>226,15</b>	<b>3,87</b>	<b>69,24</b>	<b>34,48</b>	<b>0,37</b>	<b>C.V</b>
4	<b>28,91</b>	<b>-29,49</b>	<b>6,86</b>	<b>222,12</b>	<b>5,12</b>	<b>91,56</b>	<b>44,44</b>	<b>0,47</b>	<b>C.V</b>
5	<b>40,66</b>	<b>-42,39</b>	<b>8,79</b>	<b>242,57</b>	<b>7,36</b>	<b>131,62</b>	<b>53,23</b>	<b>0,56</b>	<b>C.V</b>
6	<b>38,09</b>	<b>-38,98</b>	<b>8,23</b>	<b>227,24</b>	<b>6,77</b>	<b>121,03</b>	<b>57,54</b>	<b>0,61</b>	<b>C.V</b>
7	<b>40,66</b>	<b>-42,39</b>	<b>8,79</b>	<b>242,57</b>	<b>7,36</b>	<b>131,62</b>	<b>61,73</b>	<b>0,65</b>	<b>C.V</b>
8	<b>32,43</b>	<b>-35,38</b>	<b>7,7</b>	<b>249,16</b>	<b>6,62</b>	<b>138,49</b>	<b>50,91</b>	<b>0,54</b>	<b>C.V</b>
9	<b>4,85</b>	<b>-7,68</b>	<b>1,29</b>	<b>50,06</b>	<b>1,66</b>	<b>45,82</b>	<b>14,86</b>	<b>0,16</b>	<b>C.V</b>

*Tab.IV.16 : Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres secondaires.*



**Fig.IV.2 :** Exemple de ferrailage des poutres principales (Niveau 1 à 7).

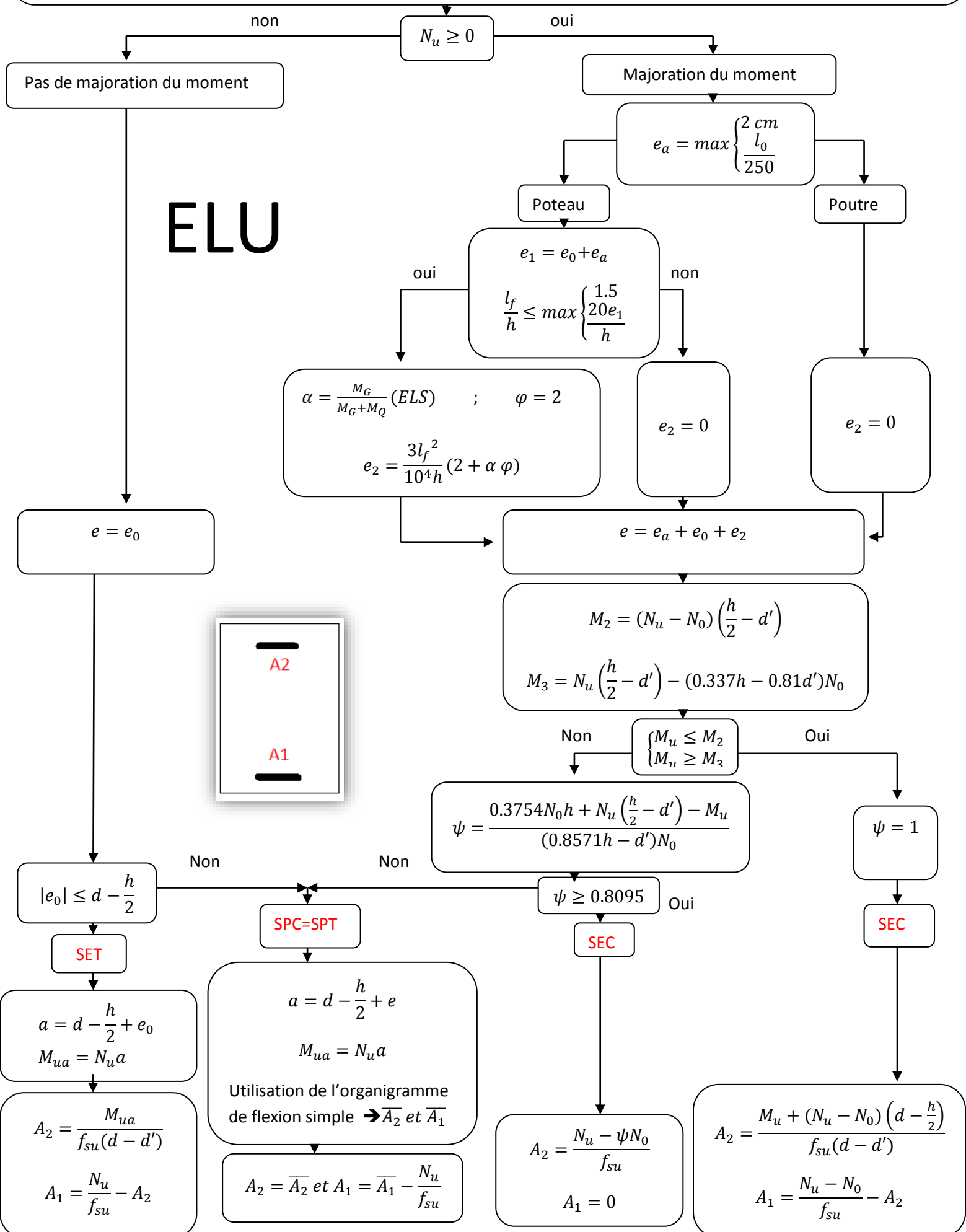


**Fig.IV.3 :** Exemple de ferrailage des poutres secondaires (Niveau 4)

$$M_u ; N_u ; e_0 = \frac{M_u}{N_u} ; b ; h ; d = 0.9 h ; d' = 0.11 d ; f_{c28} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; \theta$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; B ; N_0 = b h f_{bu} ; l_f = k l_0 ; k = \begin{cases} 0.5 & \text{encastré - encastré} \\ 1 & \text{articulé - articulé} \\ 0.7 & \text{encastré - articulé} \end{cases}$$

# ELU



### IV.2.3 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

La section d'armature obtenue par :  $A = \max (A_u, A_{C.N.F}, A_{\min \text{ RPA}})$ .

Avec :  $A_u$  : section d'armature calculé en flexion composée.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables. On considérant les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

#### IV.2.3.1 Les armatures:

##### a. Recommandation de l'RPA99 version 2003 :

###### ➤ Ferrailage longitudinale:

D'après le RPA99 version 2003 (article 7.4.2.1 page 117), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal en zone sismique II-a est : 0,8% ( $A_{s \min} = 0,008 b.h$ )
- Leur pourcentage maximal est :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement  $l_r = 40 \emptyset$  en zone II-a.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

25 cm en zone II-a.

Poteau	$A_{\min \text{ RPA}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\max}$ ( $\text{cm}^2$ )	
		En zone courante	En zone de recouvrement
60x60	<b>28,8</b>	<b>144</b>	<b>216</b>
55x55	<b>24,2</b>	<b>121</b>	<b>181,5</b>
50x50	<b>20</b>	<b>100</b>	<b>150</b>
45x45	<b>16,2</b>	<b>81</b>	<b>121,5</b>
40x40	<b>12,8</b>	<b>64</b>	<b>96</b>

*Tab.IV.17 : Pourcentage minimal du RPA99 de l'armature longitudinale.*

## ❖ Ferrailage des poteaux :

Poteau	Sollicitation	N (kN)	M (kN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{C.N.F}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{minRPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
60x60	E.L.U	2348,4	41,41	4,8	3,98	28,8	32,2	4HA25+4HA20
	G+Q ± E	1317,3	106,98	4,8	3,98	28,8	32,2	4HA25+4HA20
	0,8G± E	353,11	93,27	8,8	3,98	28,8	32,2	4HA25+4HA20
55x55	E.L.U	2071,6	55,42	4,4	3,32	24,2	25,13	8HA20
	G+Q ± E	1021,1	98,46	4,4	3,32	24,2	25,13	8HA20
	0,8G± E	-484,64	-77,75	10,2	3,32	24,2	25,13	8HA20
50x50	E.L.U	1529,1	46,37	4	2,72	20	20,6	4HA20+4HA16
	G+Q ± E	862,41	93,05	4	2,72	20	20,61	4HA20+4HA16
	0,8G± E	-111,04	-17,12	4	2,72	20	20,61	4HA20+4HA16
45x45	E.L.U	1269,3	41,27	3,6	2,17	16,2	16,08	8HA16
	G+Q ± E	382,79	102,95	3,6	2,17	16,2	16,08	8HA16
	0,8G± E	-32,09	-12,93	3,6	2,17	16,2	16,08	8HA16
40x40	E.L.U	582,24	30,09	3,2	1,69	12,8	14,2	4HA16+4HA14
	G+Q ± E	118,23	98,44	6	1,69	12,8	14,2	4HA16+4HA14
	0,8G± E	-8,82	-15,80	3,2	1,69	12,8	14,2	4HA16+4HA14

Tab.IV.18 : Ferrailage longitudinal des poteaux

## ➤ Ferrailage transversal :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad (\text{RPA99 version 2003 article 7.4.2.2 page 67})$$

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 ( $f_e$  235 MPa).

$\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_a = 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

$t$  : espacement des armatures transversales.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans la zone nodale : } t \leq \min(10 \phi_{1 \min}, 15\text{cm}) \text{ en zone II.} \\ \text{Dans la zone courante : } t \leq 15 \phi_{1 \min} \text{ en zone II.} \end{array} \right.$$

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

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \quad 0,8\%$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs limites précédentes.

	Poteau (60x60)	Poteau (55x55)	Poteau (50x50)	Poteau (45x45)	Poteau (40x40)
$l_f$ (cm)	<b>214,2</b>	<b>238</b>	<b>214,2</b>	<b>214,2</b>	<b>214,2</b>
$\lambda_g$	<b>3,57</b>	<b>4,33</b>	<b>4,28</b>	<b>4,76</b>	<b>5,36</b>
$\rho_a$	<b>3,75</b>	<b>3,75</b>	<b>3,75</b>	<b>3,75</b>	<b>2,5</b>
$V_u$ (kN)	<b>89,45</b>	<b>33,37</b>	<b>20,09</b>	<b>25,6</b>	<b>34,81</b>
$h_t$ (cm)	<b>60</b>	<b>55</b>	<b>50</b>	<b>45</b>	<b>40</b>
$\phi_{1 \min}$ (cm)	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>1,6</b>	<b>1,6</b>	<b>1,4</b>
$t$ (cm) zone nodale	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
$t$ (cm) zone courante	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	<b>2,8</b>	<b>1,16</b>	<b>0,75</b>	<b>1,07</b>	<b>1,09</b>

*Tab.IV.19: Ferrailage transversal des poteaux*

**IV.2.3.2 Vérification de cisaillement:** (RPA99 version 2003 page 68)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0.04 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

$$\rho_d = 0.075 \quad \text{si } \lambda_g > 5$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \right) \text{ (BAEL91)}$$

$$\tau_u = \frac{v}{bd} \quad , \quad d' = 5 \text{ cm}$$

	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	V (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
60x60	<b>3,57</b>	<b>0,04</b>	<b>1</b>	<b>3,33</b>	<b>89,45</b>	<b>0,27</b>	<b>C.V</b>
55x55	<b>4,33</b>	<b>0,04</b>	<b>1</b>	<b>3,33</b>	<b>33,96</b>	<b>0,12</b>	<b>C.V</b>
50x50	<b>4,28</b>	<b>0,04</b>	<b>1</b>	<b>3,33</b>	<b>20,09</b>	<b>0,09</b>	<b>C.V</b>
45x45	<b>4,76</b>	<b>0,04</b>	<b>1</b>	<b>3,33</b>	<b>25,6</b>	<b>0,14</b>	<b>C.V</b>
40x40	<b>5,36</b>	<b>0,075</b>	<b>1,88</b>	<b>3,33</b>	<b>34,81</b>	<b>0,25</b>	<b>C.V</b>

*Tab.IV.20 : Vérification de cisaillement des poteaux*

**IV.2.3.4 Vérification à l'E.L.S:**❖ **Vérification des contraintes :**

Section	$M_{ser}$ (kN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
60x60	<b>27,8</b>	<b>22,78</b>	<b>737839,8</b>	<b>0,86</b>	<b>18,21</b>
55x55	<b>25,01</b>	<b>20,21</b>	<b>485857,4</b>	<b>1,04</b>	<b>23</b>
50x50	<b>20,6</b>	<b>18,2</b>	<b>322520,03</b>	<b>1,16</b>	<b>25,68</b>
45x45	<b>25,56</b>	<b>16,03</b>	<b>200370,34</b>	<b>2,05</b>	<b>45,87</b>
40x40	<b>27,88</b>	<b>14,7</b>	<b>130128,81</b>	<b>3,15</b>	<b>65,24</b>

*Tab.IV.21 : Vérification des contraintes des poteaux*

❖ **Vérification de flambement :**  $\lambda = \frac{l_f}{i}$ 

$l_f$  : La longueur de flambement, CBA93 (B.8.3.3.1),  $l_f = 0,7 l_0$  (cas général),

$l_0$ : Hauteur de poteau entre niveau (étage)

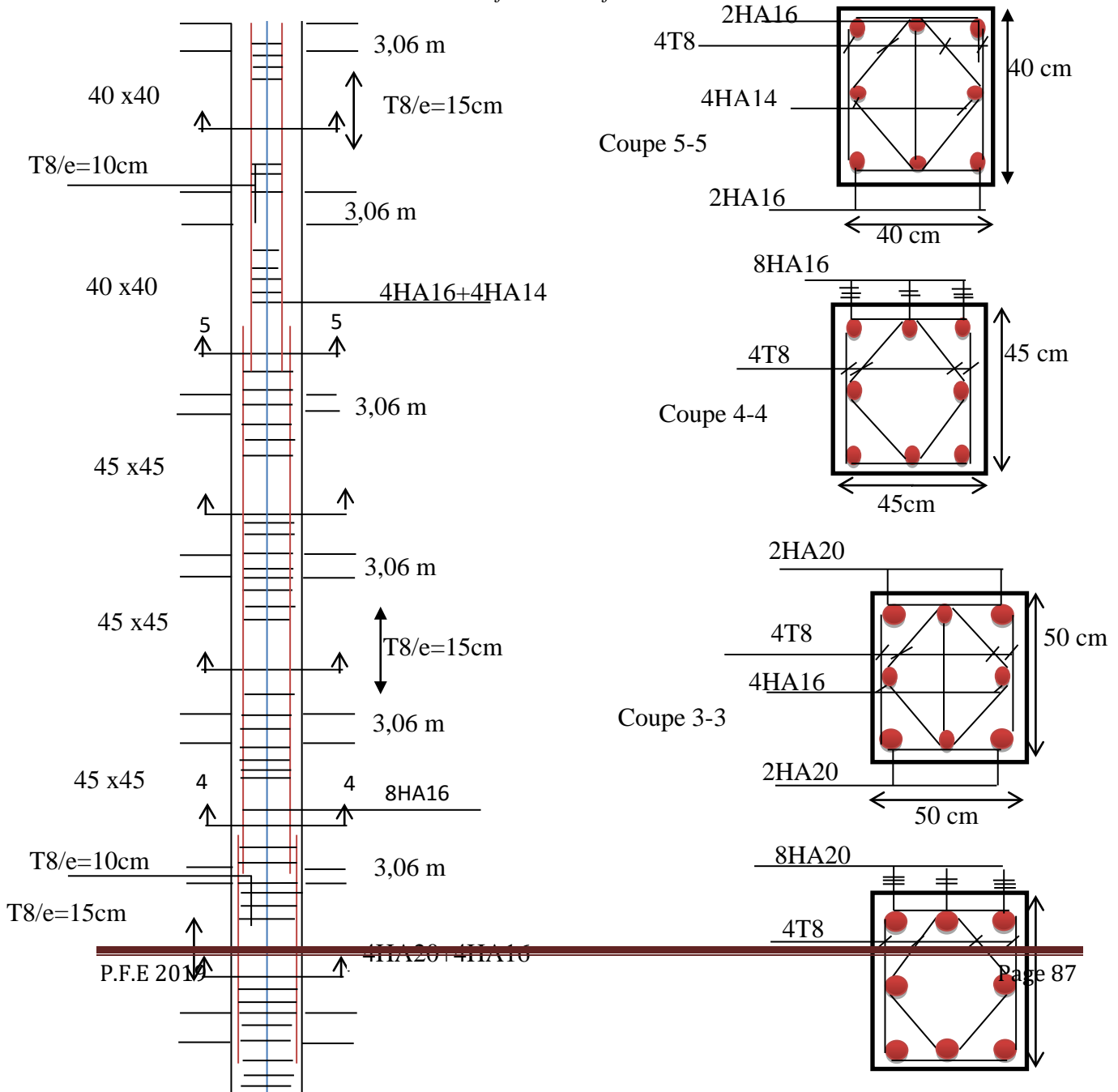
**i** : Rayon de giration,  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

**I**: Moment d'inertie,  $I = \frac{bh^3}{12}$

**B** : Section du poteau (a×b) cm<sup>2</sup>

Section	L <sub>0</sub> (cm)	I <sub>f</sub> (cm)	a=b (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	B (cm <sup>2</sup> )	i (cm)	λ	λ < 35
60x60	306	214,2	60	1080000	3600	17,32	12,37	C.V
55x55	340	238	55	762552,08	3025	15,87	15	C.V
	306	214,2	55	762552,08	3025	15,87	13,5	C.V
50x50	306	214,2	50	520833,33	2500	14,43	14,84	C.V
45x45	306	214,2	45	341718,75	2025	13	16,48	C.V
40x40	306	214,2	40	213333,33	1600	11,55	18,55	C.V

Tab.IV.22 : Vérification de flambement des poteaux.



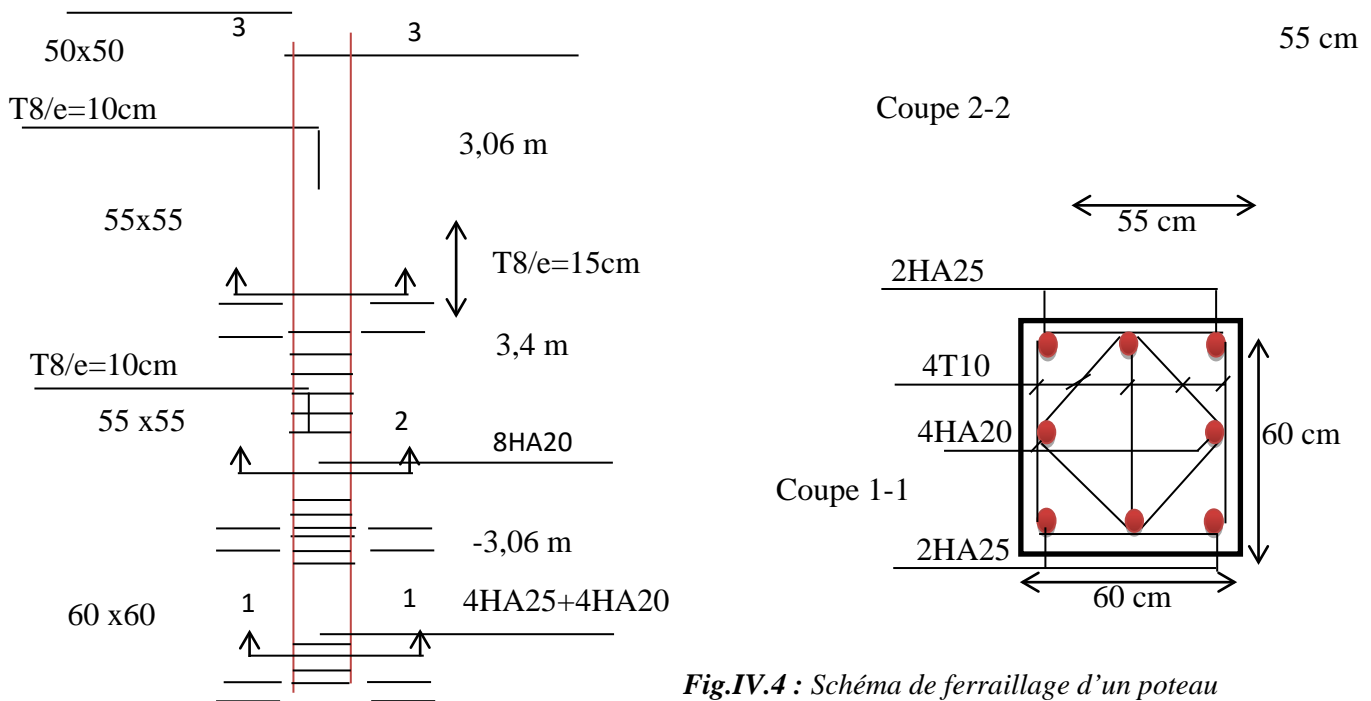


Fig.IV.4 : Schéma de ferrailage d'un poteau

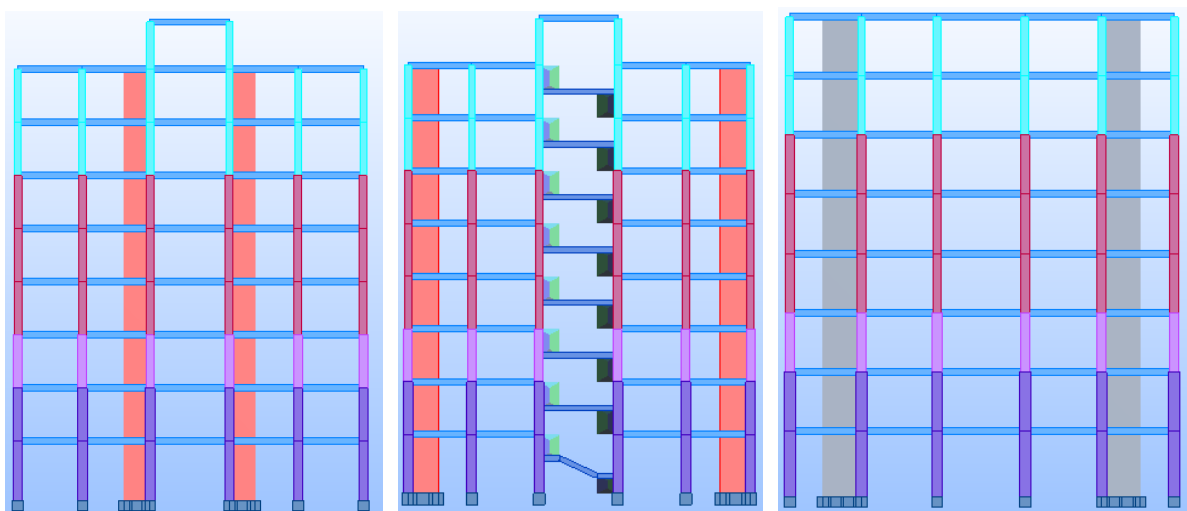
**IV.2.4 Les voiles :**

Les voiles sont calculés dans les deux directions, horizontale et verticale en flexion composée, sous effort de compression  $N$  et un moment de flexion  $M$ .

**IV.2.4.1 Conception :**

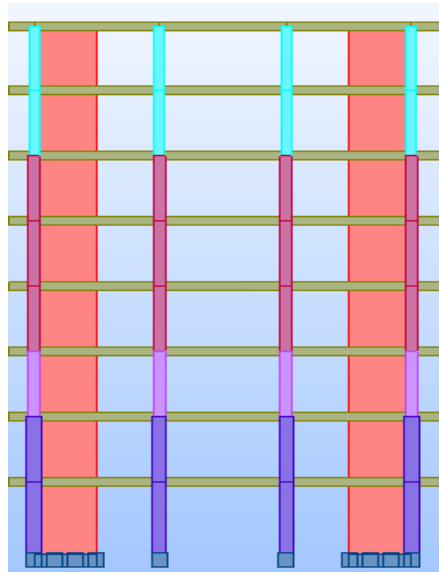
- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (torsion).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Sens X-X :



*Fig.IV.5 : Disposition des voiles selon X-X*

Sens Y-Y :



*Fig.IV.6 : Disposition des voiles selon X-X*

**IV.2.4.2 Contrainte limite de cisaillement :**

Selon le RPA99 version 2003 article 7.2.2 page 7, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{bd} \quad \text{avec: } \bar{V} = 1,4 V_u$$

$$d = 0,9 h = 18 \text{ cm}$$

Sens X-X :

Type	$V_u$ (kN)	$\bar{V}$ (kN)	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
b = 2 m	<b>779,8</b>	<b>1091,72</b>	<b>3,03</b>	<b>5</b>	<b>Ok</b>
b=1,75 m	<b>443,90</b>	<b>621,46</b>	<b>1,97</b>	<b>5</b>	<b>Ok</b>
b = 1,5 m	<b>970,49</b>	<b>1358,69</b>	<b>5</b>	<b>5</b>	<b>Ok</b>

*Tab.IV.23: Vérification de cisaillement des voiles sens X-X*

Sens Y-Y :

Type	$V_u$ (kN)	V (kN)	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
b = 2,4 m	<b>490,11</b>	<b>686,15</b>	<b>1,59</b>	<b>5</b>	<b>Ok</b>

*Tab.IV.24 : Vérification de cisaillement des voiles sens Y-Y*

Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

On devra disposer les ferraillements suivants :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

N.B : le calcul se fait pour l'élément le plus sollicité.

**1. Règle communes :** (RPA99 version 2003 page80)

- Le pourcentage minimum d'armature, verticale et horizontale, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0,15%
  - En zone courante 0,1%
- La section minimale des aciers vérifiant sur toute la zone tendue égale au moins 0,2% suivants (RPA99 version 2003 article 7.7.4.1 page 79).

**IV.2.4.3 Ferrailage longitudinal :**

Sens X-X :

Type	M (kN.m)	F <sub>3</sub> (kN)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A RPA(cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
b = 2 m	<b>12,71</b>	<b>241,04</b>	<b>4,8</b>	<b>8</b>	<b>2x 8HA12</b>	<b>9,05</b>
b=1,75 m	<b>6,85</b>	<b>258,75</b>	<b>4,8</b>	<b>7</b>	<b>2 x7HA12</b>	<b>7,92</b>
b = 1,5 m	<b>10,26</b>	<b>172,8</b>	<b>4,8</b>	<b>6</b>	<b>2x 6HA12</b>	<b>6,79</b>

*Tab.IV.25 : Ferrailage longitudinal des voiles (X-X).*

Sens Y-Y :

Type	M (kN.m)	N (kN)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A RPA(cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
b= 2,4 m	<b>5,74</b>	<b>313,82</b>	<b>4,8</b>	<b>9,6</b>	<b>2 x9HA12</b>	<b>10,18</b>

*Tab.IV.26 : Ferrailage longitudinal des voiles (Y-Y).*

**IV.2.4.4 Ferrailage transversales :**

➤ D'après le RPA99 version 2003 article 7.7.4.3, le pourcentage minimum des armatures horizontales est 0,15% .

Pour une bande de 1 ml on a :  $A_t = 0,0015 a.b$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au

m<sup>2</sup>. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➤ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

	Types	A <sub>t</sub>	Choix	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sens X-X	<b>b= 2 m</b>	<b>6</b>	<b>14T8</b>	<b>7,04</b>
	<b>b=1,75 m</b>	<b>5,25</b>	<b>18T8</b>	<b>9,04</b>
	<b>b=1,5 m</b>	<b>4,5</b>	<b>9T8</b>	<b>4,52</b>
Sens Y-Y	<b>b= 2,4 m</b>	<b>7,2</b>	<b>24T8</b>	<b>12,06</b>

Tab.IV.27 : Ferrailage transversale des voiles dans les deux sens.

**IV.2.4.5 Dispositions constructives:**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite de deux valeurs suivantes :

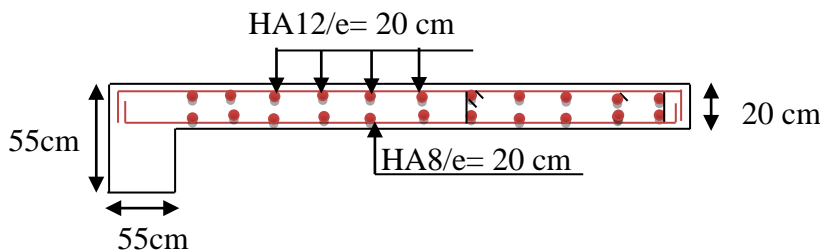
$$S_t \leq \min (1,5a = 30 \text{ cm}; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On prend : S<sub>t</sub> = 11 cm.

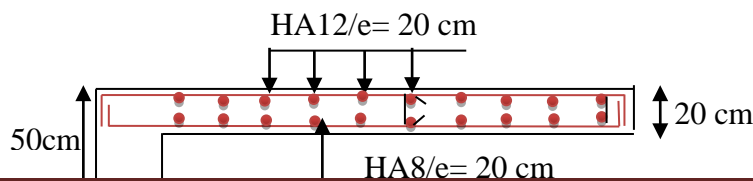
**IV.2.4.6 La longueur de recouvrement : RPA99 version 2003 article 7.7.4.3**

- 40 Ø = 48 cm pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20 Ø = 24 cm pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Voile 1(20X240) cm<sup>2</sup>



Voile 2(20X200) cm<sup>2</sup>



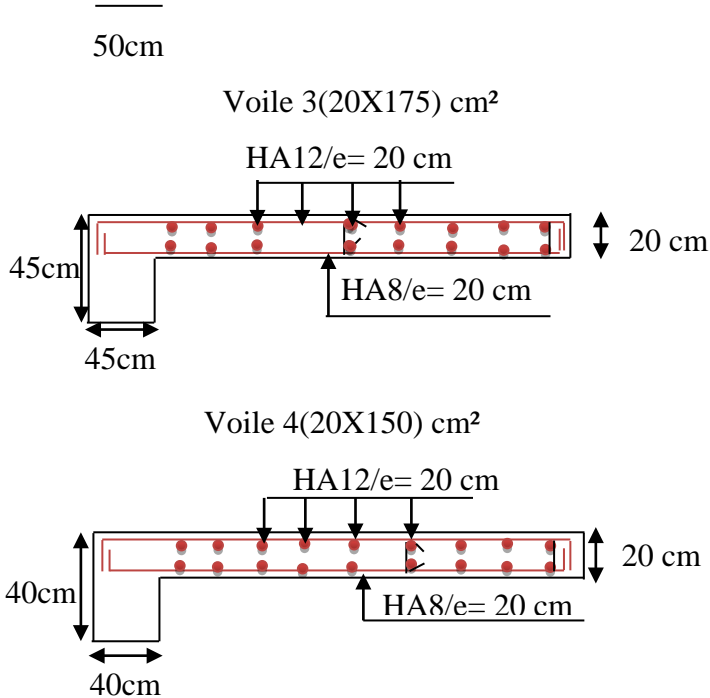


Fig.IV.7 : Schéma de ferrailage des voiles

## Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes).

La fondation constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

## V.1 Les fondations

### V.1.1 Les combinaisons de calcul :

D'après le RPA99 version 2003 (article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

- ✓  $G+Q\pm E$
- ✓  $0,8G\pm E$

La fondation est ferrailée selon les combinaisons citées par le BAEL91

- ✓ E.L.U :  $1,35G+1,5Q$
- ✓ E.L.S :  $G+Q$

### V.1.2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- Le site: urbain, montagne...etc.
- Le coût des fondations : Il faut adopter un choix économique.

L'étude de sol du site a donné une contrainte admissible de **1,8 bars** à **1,8 m** de profondeur.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

**V.1.2.1 Vérification des semelles isolées :**

La vérification à faire est :  $\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

$N = 1709,23 \text{ kN}$  : L'effort normal agissant sur la semelle.

$S = A \times B$  : S d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol} = 180 \text{ kN/m}^2$ : Contrainte admissible du sol.

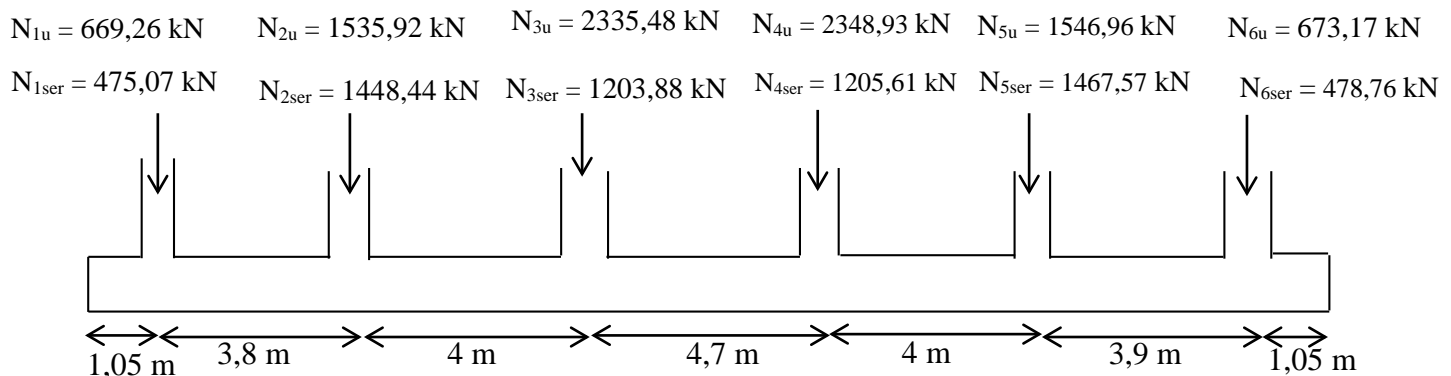
On a : la section du poteau ( $a \times b$ ) est rectangulaire ( $a=b$ ), donc on adopte une section rectangulaire pour la fondation.

$$B^2 \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B = A = 3,08 \text{ m}$$

Vu que la section de la semelle isolée est élevée on aura de très faibles espacements entre les fondations. Donc le choix des semelles isolées est à exclure.

**V.1.2.2 Vérification des semelles filantes :**

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.



**Fig.V.1 : Semelle filante**

Nous avons :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S} = \frac{N_{ser}}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Choisissons le portique le plus sollicité, avec :

**B** : Largeur de la semelle.

**L** : Longueur de la semelle.

$N_{ser}$  : Effort normal provenant des poteaux,  $N = \sum N_i = 6279,33 \text{ kN}$ .

$$\text{Donc : } B \geq \frac{6279,33}{180 \times 20,4} = 1,71 \text{ m} \Rightarrow \text{soit } B = 2 \text{ m}$$

La surface des semelles :  $S_s = 2 \times 20,4 \times 4 = 163,2 \text{ m}^2$

La surface d'emprise du bâtiment :  $S_b = 20,4 \times 15,1 = 308,04 \text{ m}^2$ .

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est

$$\text{de : } \frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{bâtiment}}} = 0,53$$

La surface totale des semelles représente 53% de la surface d'emprise du bâtiment, cela nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser; il s'agit du **radier général**.

Le radier travaille comme un plancher renversé, assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

### V.1.2.3 Etude du radier général:

#### a- Pré dimensionnement

#### ✓ Condition de coffrage

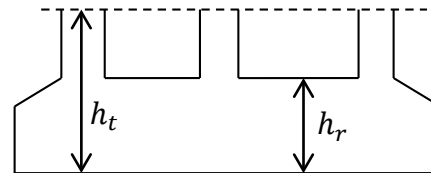


Fig.V.2 : Dimension du radier

$h_t$  : Hauteur des nervures.

$h_r$  : Hauteur de la dalle.

$L_{\max}$  : La longueur maximale entre axe des poteaux parallèlement aux nervures.

$$(L_{\max} = 4,9 \text{ m})$$

$$\left[ \begin{array}{l} h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = 0,65 \text{ m} \Rightarrow h_t = 70 \text{ cm} \\ h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = 0,25 \text{ m} \Rightarrow h_r = 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{DTR BC 2.33.1}$$

#### ✓ Condition de rigidité :

Pour un radier rigide, il faut que:  $\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\max}$  et  $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$

Avec:

$L_e$ : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$E$ : Module de Young.  $E = 32164,2 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$

$I$ : Inertie de la section du radier. ( $I = \frac{bh_t^3}{12}$ )

$b$ : La largeur du radier, on prend une bande de 1m.

$K$  : Coefficient de raideur du sol  $K=4 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$  (sol moyen)

$L_{\max}$  : Distance maximale entre axe.

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 k}{\pi^4 E}} = 0,71 \text{ m} \Rightarrow h_t = 71 \text{ cm}$$

A partir des deux conditions (condition de coffrage et condition de raideur) on prend le max :

$$h_t = 75 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } L_e = 3,26 \text{ m} \Rightarrow \frac{3,14}{2} 3,26 = 5,12 \text{ m} \geq 4,9 \text{ m} \quad \text{C.V}$$

✓ **La surface de radier :**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{42466,61}{180} = 235,93 \text{ m}^2$$

Avec :  $N_{\text{ser}}$ : Les charges (poids) total transmise par la superstructure tirée à partir de Robot.

$$\text{La surface de bâtiment est: } S_{\text{bat}} = 20,4 \times 15,1 = 308,04 \text{ m}^2.$$

Donc on prend une surface pour le radier la surface totale du bâtiment  $\Rightarrow S_{\text{radier}} = 308,04 \text{ m}^2$ .

• **Calcul de débord :**

$$D \geq \text{Max} \left( \frac{h_r}{2} = 15 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow D = 40 \text{ cm}$$

$$D' \text{ où: } S_r = S_{\text{bat}} + S_D$$

$S_r$  : Surface de radier.

$$S_D : \text{surface totale de débordement.} \Rightarrow S_D = 0,4 \times 2 \times (20,4 \times 15,1) = 28,4 \text{ m}^2$$

Alors la surface de radier est :  $S_r = 336,44 \text{ m}^2$ .

**b- Les vérifications :**

✓ **Vérification au non poinçonnement :** (CBA93 article A.5.2.4.2)

$$N_u \leq 0,045 \mu_c h_c \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u = 2348,93 \text{ kN}$ : la charge de calcul vis-à-vis de l'E.L.U du poteau le plus sollicité.

$\mu_c$  : Périmètre du contour sur le quel agit la charge.  $\mu_c = 2(A + B)$

$$A = B = a + h_r = 60 + 75 = 135 \text{ cm} \Rightarrow \mu_c = 540 \text{ cm}$$

$\Rightarrow N_u = 2348,93 \text{ kN} < 3037,5 \text{ kN} \Rightarrow$  il n' ya pas de risque de poinçonnement du radier.

✓ **Vérification de la poussée hydrostatique : (vérification de non soulèvement) :**

Il faut s'assurer que :  $W \geq F_s \times h \times S_r \times \gamma_w$

Avec:

$$W: \text{ Poids total} \begin{cases} W_{\text{bâtiment}} = 29707,05 \text{ kN} \\ W_{\text{rad}} = \gamma_b \cdot S_{\text{radier}} \cdot h_{\text{rad}} = 25 \times 336,44 \times 0,3 = 2523,3 \text{ kN} \\ W_{\text{nervure}} = \gamma_b \cdot b_{\text{nervure}} \cdot h_{\text{nervure}} \cdot \sum L_{\text{nervure}} = 25 \times 1,4 \times 0,75 \times 180,2 = 4730,25 \text{ kN} \end{cases}$$

$$W = 36960,6 \text{ kN}$$

$H = 4,86 \text{ m}$ , la hauteur de la partie ancrée du bâtiment.

$F_s = 1,5$  (coefficient de sécurité).

$S_{\text{rad}} = 336,44 \text{ m}^2$  (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique d'eau).

On trouve:

$$W = 36960,6 \text{ kN} \geq 1,5 \times 4,86 \times 336,44 \times 10 = 24526,48 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le RPA99 version 2003 Article 10.1.5 page 100, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

Sens X-X :

$$e = \frac{1607,05}{56109,93} = 0,03 \text{ m} \leq 5,1 \text{ m}$$

Sens Y-Y :

$$e = \frac{146,93}{56109,93} = 0,003 \text{ m} \leq 3,78 \text{ m}$$

Donc il n'y a pas de risque de renversement.

✓ **Vérification de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\text{max}} \times b}{2 \times s_r} = \frac{56109,93 \times 4,9 \times 1}{2 \times 336,44} = 408,6 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \text{C.V}$$

$N_u$  : L'effort revenant au radier à L'ELU.

$$d = 0,9h_r$$

On considère une bande de largeur  $b = 1 \text{ m}$  du radier.

**c- Ferrallaige :**

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrallaige se fera pour le panneau le plus sollicité ( $4,3 \times 4 \text{ m}^2$ ) et on adoptera le même ferrallaige pour tout le radier.

✓ **Ferrallaige de la dalle :**

Pour le calcul de radier, on utilise les méthodes exposée dans le BAEL91révisées 99.

✚ **Combinaison d'action :**

$$\text{A E.L.U: } N_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow N_u = 56109,93 \text{ kN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = 166,78 \text{ kN/m}^2$$

**A E.L.S:**  $N_{ser} = G + Q \Rightarrow N_{ser} = 42466,61 \text{ kN}$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = 126,22 \text{ kN/m}^2$$

$$L_x = 4 \text{ m} ; L_y = 4,3 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,93 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

✚ **Détermination des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$**  : d'après le livre pratique du BAEL91

page 353 on a :

	$\mu_x$	$\mu_y$
E.L.U	$\frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)}$	$\alpha^3 (1,9 - 0,9\alpha) \geq \frac{1}{4}$
E.L.S	$\frac{1}{8(1 + 2\alpha^3)}$	$\alpha^2 (1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha)^2) \geq \frac{1}{4}$

**Tab.V.1** : Les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  à l'E.L.U et l'E.L.S.

• **E.L.U :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,043 \\ \mu_y = 0,855 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 114,75 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 98,11 \text{ kN.m} \end{array}$$

✚ **Calcul des moments:**

❖ **En travée :**

$$\text{Sens X-X : } M_t^x = 0,85 M_x = 97,54 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_t^y = 0,85 M_y = 83,4 \text{ kN.m}$$

❖ **Sur appui :**

$$\text{Sens X-X : } M_a^x = 0,4 M_x = 45,9 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_a^y = 0,4 M_y = 39,24 \text{ kN.m}$$

		M (kN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
En travée	Sens X-X	97,54	10,91	3,26	6HA16	12,06	15
	Sens Y-Y	83,4	9,29	3,26	5HA16	10,05	20
Sur appui	Sens X-X	45,9	4,99	3,26	3HA16	6,03	30
	Sens Y-Y	39,24	4,26	3,26	3HA16	6,03	30

**Tab.V.2** : Ferrailage de la dalle.

✚ La vérification :

• E.L.S :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,048 \\ \mu_y = 0,871 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 96,94 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 84,44 \text{ kN.m} \end{array}$$

✚ Calcul des moments:

❖ En travée :

Sens X-X :  $M_t^x = 0,85 M_x = 82,4 \text{ kN.m}$

Sens Y-Y :  $M_t^y = 0,85 M_y = 71,77 \text{ kN.m}$

❖ Sur appui :

Sens X-X :  $M_a^x = 0,4 M_x = 38,78 \text{ kN.m}$

Sens Y-Y :  $M_a^y = 0,4 M_y = 33,78 \text{ kN.m}$

✚ Vérification des contraintes:

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_s \text{ (fissuration très préjudiciable).}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_e = 200 \text{ MPa} \\ 90 \sqrt{\eta f_{tj}} = 164,98 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 164,98 \text{ MPa}$$

		Mser (kN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
En travée	Sens X-X	82,4	8,24	82314,72	8,25	281,7
	Sens Y-Y	71,77	7,64	71367,34	7,68	291,44
Sur appui	Sens X-X	38,78	6,99	47600,59	5,08	257,4
	Sens Y-Y	33,78	6,17	47074,76	5,08	257,4

**Tab.V.3 :** Vérification des contraintes de la dalle.

On remarque que La contrainte d'acier n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier.

		Choix	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	S <sub>t</sub> (cm)
En travée	Sens X-X	7HA20	21,99	10,45	128385,61	6,71	159,33	15
	Sens Y-Y	6HA20	18,85	9,85	115018,86	6,15	160,52	16
Sur appui	Sens X-X	5HA16	10,05	7,64	71367,34	4,15	157,8	20
	Sens Y-Y	5HA16	10,05	7,64	71367,34	4,15	157,8	20

Tab.V.4 : Vérification des contraintes après augmentation des sections.

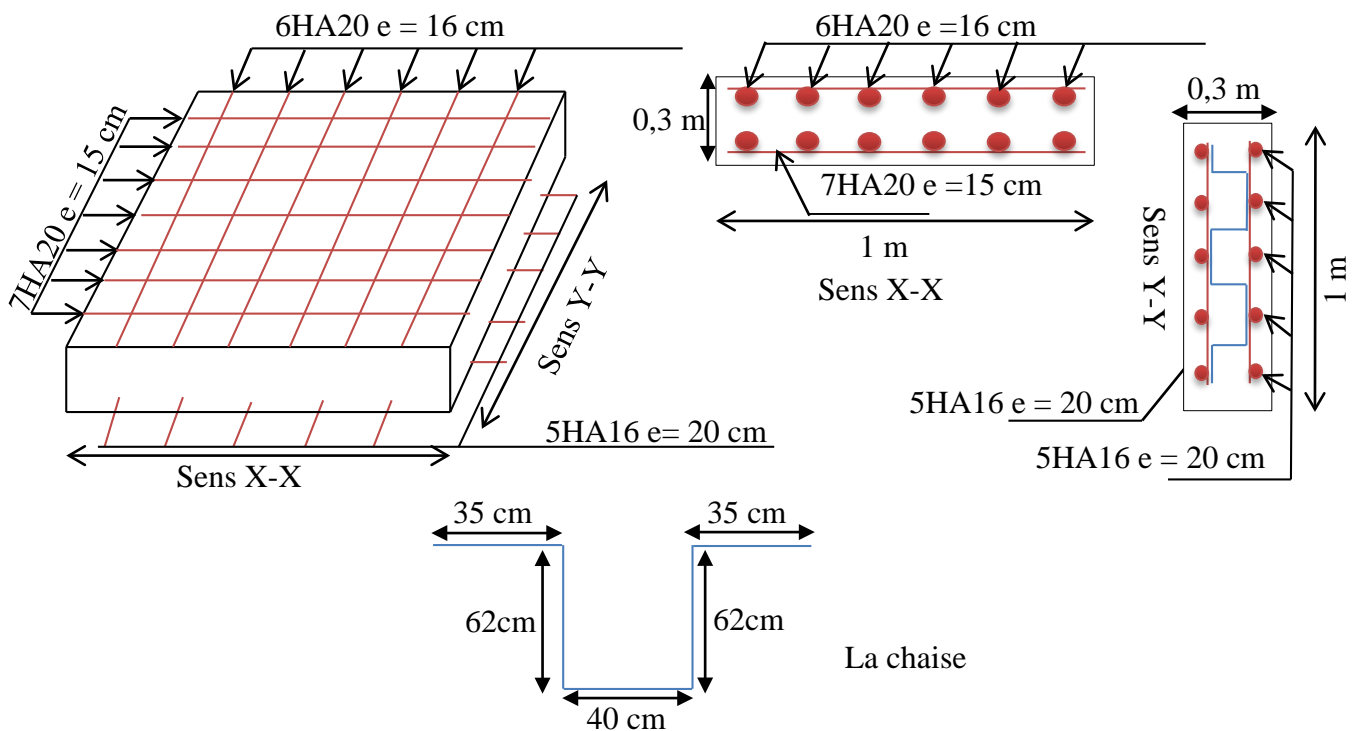


Fig.V.3 : Schéma de ferrailage de radier.

✓ **Ferailage du débord:**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie, Le calcul se fera sur une bande de 1m de largeur.

✚ **Les sollicitations:**

P<sub>u</sub> = 166,78 kN/m pour un 1m.

P<sub>ser</sub> = 126,22 kN/m pour un 1m.

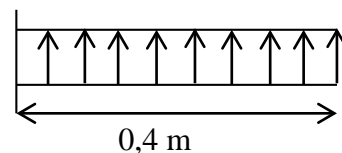


Fig.V.4: Répartition des contraintes sur le débord.

$$M_u = p_u \frac{l^2}{2} = 13,34 \text{ kN.m}$$

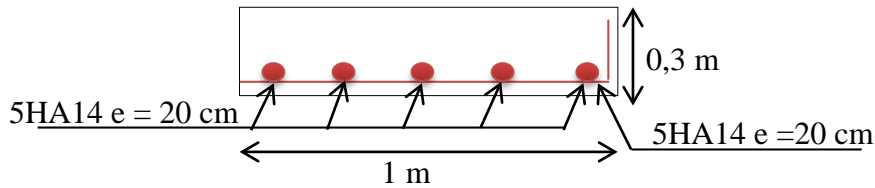
$$M_{ser} = p_{ser} \frac{l^2}{2} = 10,1 \text{ kN.m}$$

**✚ Calcul des armatures.**

$b = 1\text{ m}$  ;  $d = 0,9h_r = 0,27\text{ m}$  ;  $L = 0,4\text{ m}$

$\mu_{bu}$	$\alpha$	Au (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> )	choix	Espacement (cm)	Arép (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> )
0,013	0,016	1,43	7,6	9,42	3HA20	30	2,36	3,14

*Tab.V.5 : Ferrailage du débord.*



*Fig.V.5: Schéma de ferrailage du débord.*

**✚ Les vérifications:**

- **Vérification des contraintes:**

Mser (kN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
10,1	7,44	67788,17	1,11	43,72

*Tab.V.6 : Vérification des contraintes du débord.*

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}; 4\text{MPa} \right\}$$

$$V_u = \frac{P_u l}{2} = 41,7 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{C.V}$$

✓ **Ferrailage des nervures :**

On considère les sollicitations maximales de la plus grande portée.

**✚ Calcul des moments :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 révisées 99).

$$\text{On a: } M_0 = \frac{pL^2}{8} ; L_y = 4,3 \text{ m} ; L_x = 4\text{ m} ; P_u = 166,78 \text{ kN/m} ; P_{ser} = 126,22 \text{ kN/m}$$

**E.L.U:**

$M_{0u,y} = 385,47 \text{ kN.m}$  ;  $M_{0u,x} = 333,56 \text{ kN.m}$

- En travée :  $M_t = 0,85 M_0$   $\left\{ \begin{array}{l} M_{tu,x} = 283,53 \text{ kN.m} \\ M_{tu,y} = 327,65 \text{ kN.m} \end{array} \right.$
- En appui :  $M_a = 0,4 M_0$   $\left\{ \begin{array}{l} M_{au,x} = 133,42 \text{ kN.m} \\ M_{au,y} = 154,19 \text{ kN.m} \end{array} \right.$

**E.L.S :**

$M_{0ser,x} = 252,44 \text{ kN.m}$   $M_{0ser,y} = 291,73 \text{ kN.m}$

- En travée :  $M_t = 0,85 M_0$   $\left\{ \begin{array}{l} M_{tser,x} = 214,57 \text{ kN.m} \\ M_{tser,y} = 247,98 \text{ kN.m} \end{array} \right.$
- En appui :  $M_a = 0,4 M_0$   $\left\{ \begin{array}{l} M_{aser,x} = 100,98 \text{ kN.m} \\ M_{aser,y} = 116,7 \text{ kN.m} \end{array} \right.$

**🔧 Calcul des armatures :**

$h_t = 75 \text{ cm}$ .

$h_r = 30 \text{ cm}$

$b_0 = 60 \text{ cm}$  (largeur de poteau)

$d = 0,9h = 67,5 \text{ cm}$

Sens X-X :

$b_1 \leq \min \left( \frac{L_x}{2} ; \frac{L_x}{10} \right)$

$b_1 \leq \min \left( \frac{4}{2} = 2 \text{ m} ; \frac{44}{10} = 0,4 \text{ m} \right) \Rightarrow b_1 = 0,4 \text{ m}$

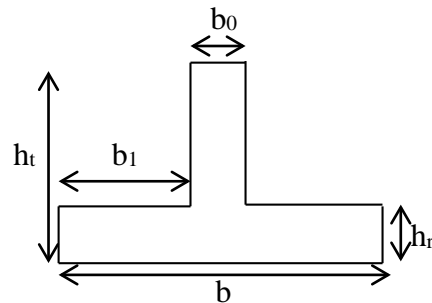
$b = b_0 + 2b_1 \Rightarrow b = 1,4 \text{ m}$

Sens Y-Y :

$b_1 \leq \min \left( \frac{L_y}{2} ; \frac{L_y}{10} \right)$

$b_1 \leq \min \left( \frac{4,3}{2} = 2,15 \text{ m} ; \frac{4,3}{10} = 0,43 \text{ m} \right) \Rightarrow b_1 = 0,4 \text{ m}$

$b = b_0 + 2b_1 \Rightarrow b = 1,4 \text{ m}$



**Fig.V.6:** Section à ferrailer.

		$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{CNF} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix	$A_{adopté} \text{ (cm}^2\text{)}$	$S_t \text{ (cm)}$
En travée	Sens X-X	12,27	11,41	8HA20	25,13	18
	Sens Y-Y	14,23	11,41	8HA20	25,13	18
En appui	Sens X-X	5,75	11,41	6HA16	12,06	25
	Sens Y-Y	6,64	11,41	6HA16	12,06	25

**Tab.V.7 :** Ferrailage des nervures.

**✚ Vérification:**

• **Vérification des Contraintes:**

		y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
En travée	Sens X-X	16,56	1202968,58	3,45	159,22
	Sens Y-Y	16,56	1202968,58	3,45	159,22
En appui	Sens X-X	11,98	637856,37	1,9	131,84
	Sens Y-Y	11,98	637856,37	2,19	152,37

*Tab.V.8 : Vérification des contraintes des nervures.*

• **Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}; 4\text{MPa} \right]$$

$$V_u = \frac{P_u l}{2}; l_x = 4\text{m}; l_y = 4,3\text{m}$$

$$V_{ux} = 333,56 \text{ kN}; V_{uy} = 358,58 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \tau_{ux} = 0,35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{C.V}$$

$$\Rightarrow \tau_{uy} = 0,38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{C.V}$$

• **Vérification de flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{75}{430} = 0,17 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{75}{430} = 0,17 > \frac{272,98}{10 \times 291,73} = 0,085 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{2513}{1400 \times 675} = 0,003 < \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Il faut vérifiée la flèche

D'après le RDM la flèche est calculée par la relation :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI}$$

avec :

**E** : Module de déformation défiré  $E_{vj} = 1,08 \times 10^4 \text{ MPa}$

**I** : Moment d'inertie :  $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{140 \times 75^3}{12} = 4921875 \text{ cm}^4$

$$\text{Donc : } f = \frac{5 \times 126,22 \times (2150^4)}{384 \times (1,08 \times 10^4) \times (4921875 \times 10^4)} = 0,07 \text{ cm}$$

Flèche admissible : (CBA93 article B6.5.3)

$$L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow f_{ad} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm} \Rightarrow f = 0,07 \text{ cm} < f_{ad} = 0,86 \text{ cm} \dots \text{ vérifiée.}$$

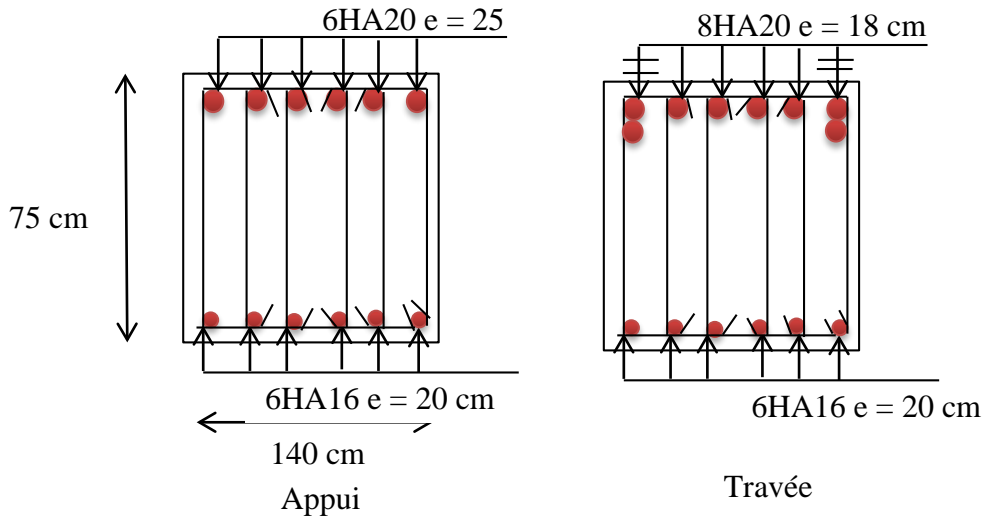


Fig.V.7: Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x

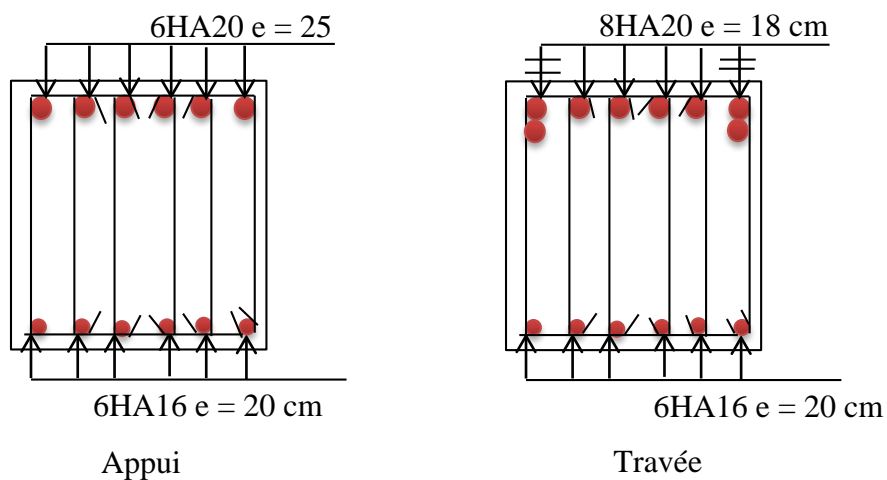


Fig.V.8: Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y

## V.2 Etude du voile périphérique:

### V.2.1 Définition :

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher sous-sol d'après le RPA99 version 2003 article 10.1.2 page 99, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- $e \geq 15 \text{ cm}$  ; on prends  $e = 20 \text{ cm}$ .

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures dans les deux sens (horizontal et vertical) est de 0,1% de la section totale du béton de voile.

### V.2.2 Dimensionnement du voile :

- Hauteur :  $h=2,66\text{m}$
- Le calcul de la section d'armature s'effectue pour une bande de 1m de longueur.

### V.2.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

D'après le rapport de sol on a :

- L'angle de frottement interne :  $\varphi = 24,85^\circ$ .
- La cohésion :  $C = 0,19 \text{ bar}$ .
- Poids volumique de terre humide :  $\gamma_h = 19,26 \text{ kN/m}^3$ .

### V.2.4 Evaluation des charges et surcharges :

#### ✓ La poussée des terres sur le rideau :

$$\sigma = \gamma_h h \left( \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) - 2C \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Selon le rapport de sol effectué par le laboratoire d'analyse technique SAHLI, le sol de fondation est relativement homogène et composée essentiellement d'une couche d'argile de faible plasticité, de faible compressibilité et non gonflant.

Par ailleurs, le rapport de sol décrit que le sol est caractérisé par un comportement drainé ce qui permet de négliger l'effet de la cohésion ( $C=0$ ) lors de calcul de la poussée de terre sur le voile périphérique.

$$\sigma = \gamma_h h \left( \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) = 20,92 \text{ kN/m}^2.$$

#### ✓ Sur charge accidentelle :

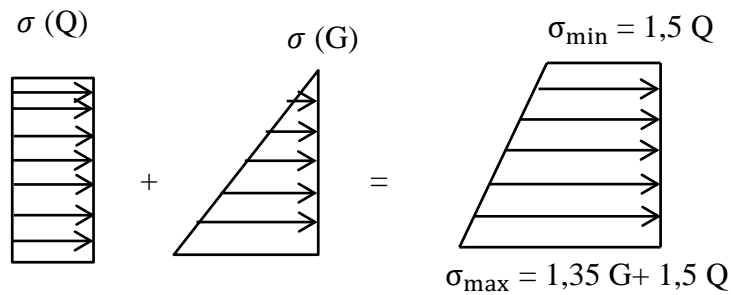
$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = q \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 4,08 \text{ kN/m}^2$$

### V.2.5 Calcul des sollicitations :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

- Calcul à l'E.L.U :



**Fig.V.9 :** Diagramme des contraintes.

$$\sigma_{\min} = 1,5 Q = 6,12 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1,35 G + 1,5 Q = 34,36 \text{ kN/m}^2$$

$$P_u = \sigma_{\max} \times 1 \text{ ml} = 34,36 \text{ kN/ml}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 27,3 \text{ kN/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau (4,4; 2,66 m<sup>2</sup>) ; e = 20 cm ;

b=100 cm.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,61$$

$\alpha > 0,4 \Rightarrow$  le panneau travail dans les deux sens.

• **E.L.U :**

$$\left[ \begin{array}{l} \mu_x = 0,081 \\ \mu_y = 0,307 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 19,7 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6,05 \text{ kN.m}$$

### V.2.6 Calcul des moments:

❖ **En travée :**

$$\text{Sens X-X : } M_t^x = 0,85 M_x = 16,75 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_t^y = 0,85 M_y = 5,14 \text{ kN.m}$$

❖ **Sur appui :**

$$\text{Sens X-X : } M_a^x = 0,4 M_x = 7,88 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_a^y = 0,4 M_y = 2,42 \text{ kN.m}$$

**V.2.7 Ferrailage du voile :**

- Le ferrailage se fait en flexion simple. La section d'armature est le max entre les 3 valeurs :

- La section d'armature calculée en flexion simple est ( $A_{cal}$ ).
- Selon les conditions de non fragilité :  $A_{CNF} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd$ .
- Le pourcentage minimum des armatures dans les deux sens (horizontale et verticale).

$A_{min} = 0,1 \% (A_{min} = 0,001 b.h)$ . RPA99 version 2003 (article 10.1.2 page 99).

		$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{CNF}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	Sens-X	2,73	2,17	2	4HA12	4,52
	Sens-Y	0,82	2,17	2	4HA12	4,52
Sur appui	Sens-X	1,27	2,17	2	4HA12	4,52
	Sens-Y	0,4	2,17	2	4HA12	4,52

**Tab.V.9 : Ferrailage des voiles périphériques.**

✓ **Espacement :**

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ **Recommandation du RPA :**

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Les deux nappes sont liées par quatre épingles /m<sup>2</sup> de diamètre Ø6.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$V_{ux} = \frac{p_u l_x}{2} = 45,7 \text{ kN} \Rightarrow \tau_{ux} = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{C.V}$$

$$V_{uy} = \frac{p_u l_y}{2} = 75,59 \text{ kN} \Rightarrow \tau_{uy} = 0,42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{C.V}$$

**V.2.8 Vérification à l'E.L.S :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,086 \\ \mu_y = 0,46 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 4,08 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = \sigma_{\max} \times 1 \text{ ml} = 25 \text{ kN/ml}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 19,77 \text{ kN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x P_s L_x^2 = 15,21 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7 \text{ kN.m}$$

✓ **Calcul des moments:**

• **En travée :**

$$\text{Sens X-X : } M_t^x = 0,85 M_x = 12,93 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_t^y = 0,85 M_y = 5,95 \text{ kN.m}$$

• **Sur appui :**

$$\text{Sens X-X : } M_a^x = 0,4 M_x = 6,08 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_a^y = 0,4 M_y = 2,8 \text{ kN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{\text{ser}}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

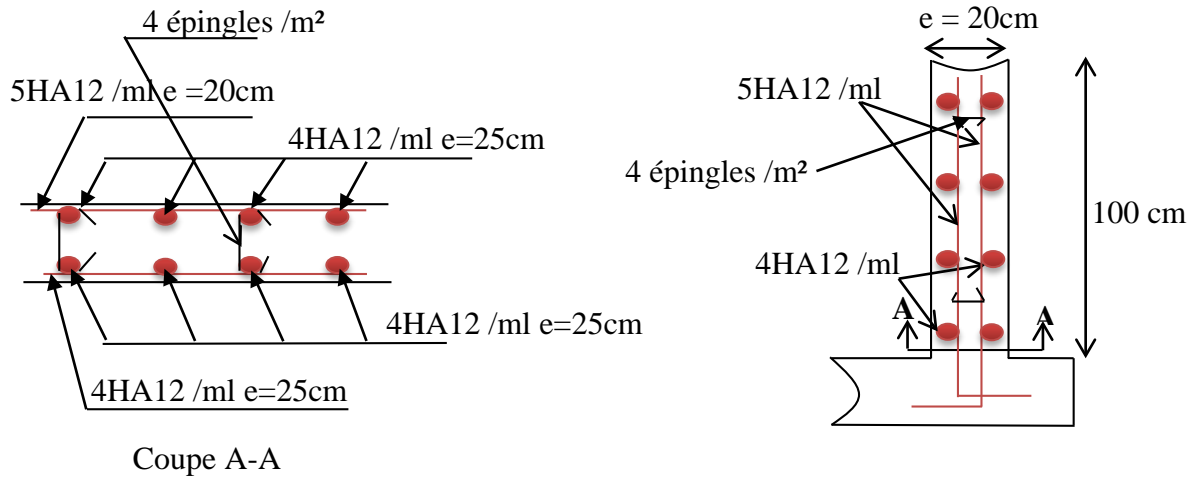
$$\eta = 1,6 \text{ HA} ; f_{tj} = 2,1 \text{ MPa (CBA93 article A.4.5.3.3 page 30)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [200 \text{ MPa}, 164,97 \text{ MPa}] \rightarrow \bar{\sigma}_s = 164,97 \text{ MPa}$$

		Mser (kN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
En travée	Sens X-X	12,93	4,3	15375,62	3,62	172,81
	Sens Y-Y	5,95	4,3	15375,62	1,66	79,52
²Sur appui	Sens X-X	6,08	4,3	15375,62	1,7	81,26
	Sens Y-Y	2,8	4,3	15375,62	0,78	37,42

**Tab.V.10:** Vérification des contraintes des voiles.

La contrainte n'est pas vérifiée selon X-X en travée donc on augmente la section d'acier à **5HA12**.  $\Rightarrow \sigma_{bc} = 3,32 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 139,38 \text{ MPa}$



*Fig.V.10 : Ferrailage du voile périphérique.*

## Introduction

Le métré est une étape indispensable pour pouvoir construire ou rénover un édifice résidentiel, commercial ou institutionnel. Cette fonction de travail, qui s'effectue pendant la période d'appel d'offres consiste à effectuer les relevés des quantités de matériaux, dans le but d'obtenir le coût des travaux pour la réalisation d'un ouvrage de construction.

### VI.1 But de l'évaluation quantitative :

Le métré a pour but l'évaluation des ouvrages en partant de leur mesurage suivant les cas : avant, pendant et après l'exécution des travaux. Dans ce travail on va présenter quelques notions sur le calcul quantitatif des éléments structuraux du bâtiment (fondation, béton, acier et plancher).

### VI.2 Les calculs

#### VI.2.1 Béton :

##### a- Les poteaux :

Élément	Largeur (m)	Longueur (m)	Hauteur (m)	Nombre des poteaux	Volume (m <sup>3</sup> )
Poteau	0,6	0,6	3,06	24	26,4384
	0,55	0,55	3,4	24	24,684
	0,55	0,55	3,06	24	22,2156
	0,50	0,50	3,06	24	18,36
	0,45	0,45	3,06	72	44,6148
	0,4	0,4	3,06	52	25,4592
				$\Sigma Q = 161,772 \text{ m}^3$	

*Tab.VI.1 : Quantités de béton des poteaux.*

**b- Les poutres :**

Elément	Largeur (m)	Hauteur (m)	Longueur (m)	Nombre des poutres	Volume (m <sup>3</sup> )
Les poutres principales	0.3	0.4	4.3	56	28,896
	0.3	0.4	4.4	108	57,024
	0.3	0.4	1.3	92	14,352
	0.3	0.4	1	18	2,16
					$\Sigma Q = 102,432 \text{ m}^3$

*Tab.VI.2 : Quantités de béton des poutres principales*

Elément	Largeur (m)	Hauteur (m)	Longueur (m)	Nombre des poutres	Volume (m <sup>3</sup> )
Les poutres secondaires	0.3	0.35	3.2	36	12,096
	0.3	0.35	3.4	72	25,704
	0.3	0.35	4.1	29	12,4845
	0.3	0.35	3.3	36	12,474
					$\Sigma Q = 62,7585 \text{ m}^3$

*Tab.VI.3 : Quantités de béton des poutres secondaires.*

Elément	Largeur (m)	Hauteur (m)	Longueur (m)	Nombre des poutres	Volume (m <sup>3</sup> )
Les poutres chaînages	0.2	0.3	3.2	18	3,456
	0.2	0.3	3.4	36	7,344
	0.2	0.3	4.1	28	6,888
	0.2	0.3	3.3	18	3,564
					$\Sigma Q = 21,252 \text{ m}^3$

*Tab.VI.4 : Quantités de béton des poutres chaînages.*

Elément	b (m)	h (m)	H (m)	Nombre des poutres	Volume (m <sup>3</sup> )
Les poutres palières	0,3	0,4	4,1	8	3,936
	0,3	0,4	4,75	1	0,57
					$\Sigma Q = 4,506 \text{ m}^3$

*Tab.VI.5 : Quantités de béton des poutres palières.*

## c- Les voiles :

Longueur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Nombre des voiles	Volume (m <sup>3</sup> )
1,75	2,66	0.2	31	28,861
	3	0.2	4	4,2
1,5	2,66	0.2	16	12,768
	3	0.2	2	1,8
2	2,66	0.2	16	17,024
	3	0.2	2	2,4
2,4	2,66	0.2	28	35,7504
	3	0.2	4	5,76
$\Sigma Q = 108,5634 \text{ m}^3$				

Tab.VI.6 : Quantités de béton des voiles.

## d- Les voiles périphériques :

Longueur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Nombre des voiles périphériques	Volume (m <sup>3</sup> )
4,1	3,06	0,2	2	5,0184
4,3	3,4	0,2	4	11,696
1,75	3,06	0,2	3	3,213
3	3,06	0,2	1	1,836
3,3	3,06	0,2	4	8,0784
4	3,06	0,2	2	4,896
1,4	3,06	0,2	1	0,8568
$\Sigma Q = 35,5946 \text{ m}^3$				

Tab.VI.7 : Quantités de béton des voiles périphériques.

## e- Acrotère :

Longueur (m)	S <sub>acrotère</sub> (m <sup>2</sup> )	Nombre	Volume (m <sup>3</sup> )
20,4	0,069	2	2,8152
17,7	0,069	2	2,4426
$\Sigma Q = 5,2578 \text{ m}^3$			

Tab.VI.8 : Quantités de béton de l'acrotère.

**f- Escalier :**

	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Nombre	Volume (m <sup>3</sup> )
Volée	1,3	0,3	0,17	162	10,7406
Palier	4,1	1,4	0,15	9	77,49
<b><math>\Sigma Q = 88,2306 \text{ m}^3</math></b>					

*Tab.VI.9 : Quantités de béton des escaliers***g- Radier :****• Dalle et débord :**

Sradier (m <sup>2</sup> )	Epaisseur (m)	V (m <sup>3</sup> )
336,44	0,3	100,932
<b><math>\Sigma Q = 100,932 \text{ m}^3</math></b>		

*Tab.VI.10 : Quantités de béton de dalle et débord.***• Nervure :**

Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Nombres	Volume (m <sup>3</sup> )
15,9	1,4	0,75	6	117,17
21,2	1,4	0,75	4	89,04
<b><math>\Sigma Q = 189,21 \text{ m}^3</math></b>				

*Tab.VI.11 : Quantités de béton de Nervure.***❖ Tableau récapitulatif :**

	<b>Q béton (m<sup>3</sup>)</b>
<b>La somme totale</b>	<b>880,85</b>

*Tab.VI.12 : Tableau récapitulatif.*

VI.2.2 Acier :

Diamètre (mm)	Poids (kg/ml)
8	0,395
10	0,617
12	0,888
14	1,21
16	1,58
20	2,47
25	3,85

Tab.VI.13 : Le poids d'acier.

a- Acrotère :

$A_L$  : Acier longitudinal       $A_T$  : Acier transversal       $L$  : Longueur d'une seule barre. (m)

$L$  : Longueur total ( $L \times N$ )

$$\left. \begin{array}{l} A_L : L_T = 20,4 \times 4 \\ A_T : L_T = 0,6 \times 4 \times 20,4 \end{array} \right\} \text{(4 nombres des barres)}$$

$N_C$  : Nombre des côtés       $P$  : Le poids de diamètre Ø8 en kg/ml

$P_T$  : Poids total. (kg) ( $P \times N_c$ )

Sens			L	$L_T$	$N_C$	P	$P_T$
X-X	L=20,4m	$A_L$	20,4	81,6	2	0,395	64,46
		$A_T$	0,6	48,96	2	0,395	38,68
Y-Y	L=15,1	$A_L$	15,1	60,4	2	0,395	47,78
		$A_T$	0,6	36,24	2	0,395	28,62
$\Sigma Q_{08} = 159,54 \text{ kg}$							

Tab.VI.14 : La quantité d'acier d'acrotère.

b- Poutre chaînage :

- Acier longitudinal :

$L$  : Longueur d'une seule barre. (m)

$N_b$  : Nombres des barres.

$L_b$  : Longueur des 3 barres. ( $L \times N_b$ )

$N_P$  : Nombre des poutres dans un étage.

$L_P$  : Longueur des barres de 2 poutres dans un seul étage. ( $L_b \times N_P$ )

**N<sub>étage</sub>** : Nombre des étages.

**L<sub>T</sub>** : Longueur totale. ( $L_P \times N_{étage}$ )

**P** : Le poids de diamètre Ø12 et Ø 10 en kg/ml

**P<sub>T</sub>** : Poids total. (kg) ( $P \times L_T$ )

	L	N <sub>b</sub>	L <sub>b</sub>	N <sub>P</sub>	L <sub>P</sub>	N <sub>étage</sub>	L <sub>T</sub>	P	P <sub>T</sub>
En travée	20,4	3	61,2	2	122,4	9	1101,6	0,888	978,22
En appui	20,4	3	61,2	2	122,4	9	1101,6	0,617	679,69
								$\Sigma Q_{\text{Ø12}} = 978,22 \text{ kg}$	
								$\Sigma Q_{\text{Ø10}} = 679,69 \text{ kg}$	

Tab.VI.15 : La quantité d'acier longitudinal des poutres chaînages.

- **Acier transversal :**

**L** : Longueur d'un seul cadre

**esp** : Espacement entre les cadres (m)

**N<sub>c</sub>** : Nombre des cadres

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 2 \times \frac{L}{4} \Rightarrow N_c = \frac{H}{S_t} \\ H = \frac{L}{2} \Rightarrow N_c = \frac{H}{S_t} \end{array} \right.$$

**N** : La somme des cadres des 2 espacements

**H** : Longueur de barre des chapeaux.

**N<sub>P</sub>** : Nombre des poutres.

**N<sub>T</sub>** : Nombre total des cadres. ( $N \times N_P$ )

**L<sub>t</sub>** : Longueur totale des cadres en m. ( $L_t = N_T \times L$ )

**P** : Le poids de diamètre Ø8 en kg/ml

**P<sub>T</sub>** : Poids total. (kg) ( $P \times L_t$ )

	L	esp	H	N <sub>c</sub>	N	N <sub>P</sub>	N <sub>T</sub>	L <sub>t</sub>	P	P <sub>T</sub>
Pour L <sub>T</sub> =3,2m	0,9	S <sub>t</sub> =0,10	$2 \times \frac{L}{4}$	16	27	18	486	437,4	0,395	172,77
		S <sub>t</sub> =0,15	$\frac{L}{2}$	11						
Pour L <sub>T</sub> =3,4m	0,9	S <sub>t</sub> =0,10	$2 \times \frac{L}{4}$	18	29	18	522	469,8	0,395	185,57
		S <sub>t</sub> =0,15	$\frac{L}{2}$	11						
Pour L <sub>t</sub> =4,1	0,9	S <sub>t</sub> =0,10	$2 \times \frac{L}{4}$	20	34	28	952	856,8	0,395	338,44
		S <sub>t</sub> =0,15	$\frac{L}{2}$	14						
Pour		S <sub>t</sub> =0,10	$2 \times \frac{L}{4}$	18						

$L_T=3,4m$	<b>0,9</b>	$S_t=0,15$	$\frac{L}{2}$	<b>11</b>	<b>29</b>	<b>18</b>	<b>522</b>	<b>469,8</b>	<b>0,395</b>	<b>185,57</b>
Pour $L_T=3,3m$	<b>0,9</b>	$S_t=0,10$	$2 \times \frac{L}{4}$	<b>16</b>	<b>27</b>	<b>18</b>	<b>486</b>	<b>437,4</b>	<b>0,395</b>	<b>172,77</b>
		$S_t=0,15$	$\frac{L}{2}$	<b>11</b>						
								$\sum Q_{\emptyset 8} = 1055,12 \text{ kg}$		

Tab VI.16 : La quantité d'acier transversal des poutres chaînages.

**c- Poutre palière :**

**- Acier longitudinal :**

**L :** Longueur d'une seule barre. (m)

**N<sub>b</sub> :** Nombres des barres.

**L<sub>b</sub> :** Longueur des 3 barres. ( $L \times N_b$ )  
étage.

**N<sub>P</sub> :** Nombre des poutres dans un

**L<sub>P</sub> :** Longueur des barres de 2 poutres dans un seul étage. ( $L_b \times N_P$ )

**P :** Le poids de diamètre  $\emptyset 14$  et  $\emptyset 12$  en kg/ml

**P<sub>T</sub> :** Poids total. (kg) ( $P \times L_P$ )

		L	N <sub>b</sub>	L <sub>b</sub>	N <sub>P</sub>	L <sub>P</sub>	P	P <sub>T</sub>
En travée	Filante	<b>4,1</b>	<b>3</b>	<b>12,3</b>	<b>8</b>	<b>98,4</b>	<b>1,21</b>	<b>119,06</b>
		<b>4,75</b>	<b>3</b>	<b>14,25</b>	<b>1</b>	<b>14,25</b>	<b>1,21</b>	<b>17,24</b>
	Chapeau	$2 \times \frac{L}{4} = 2,06$	<b>3</b>	<b>6,18</b>	<b>8</b>	<b>49,44</b>	<b>0,888</b>	<b>43,90</b>
		$2 \times \frac{L}{4} = 2,38$	<b>3</b>	<b>7,14</b>	<b>1</b>	<b>7,14</b>	<b>0,888</b>	<b>6,34</b>
En appui	Filante	<b>4,1</b>	<b>3</b>	<b>12,3</b>	<b>8</b>	<b>98,4</b>	<b>0,888</b>	<b>87,38</b>
		<b>4,75</b>	<b>3</b>	<b>14,25</b>	<b>1</b>	<b>14,25</b>	<b>0,888</b>	<b>12,65</b>
							$\sum Q_{\emptyset 14} = 136,3 \text{ kg}$	
							$\sum Q_{\emptyset 12} = 150,27 \text{ kg}$	

Tab.VI.17 : La quantité d'acier longitudinal des poutres palières.

**- Acier transversal :**

**N<sub>c</sub> :** Nombre des cadres

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 2 \times \frac{L}{4} \Rightarrow N_c = \frac{H}{S_t} \\ H = \frac{L}{2} \Rightarrow N_c = \frac{H}{S_t} \end{array} \right.$$

$L_T$  : Longueur d'une seule barre. (m).       $esp$  : espacement entre les cadres (m)

$N$  : La somme des cadres des 2 espacements       $H$  : Longueur de barre des chapeaux.

$N_P$  : Nombre des poutres.       $N_T$  : Nombre total des cadres. ( $N \times N_P$ )

$L_t$  : Longueur totale des cadres en m. ( $L_t = N_T \times L$ )

$P$  : Le poids de diamètre Ø8 en kg/ml       $P_T$  : Poids total. (kg) ( $P \times L_t$ )

	L	esp	H	$N_c$	N	$N_p$	$N_T$	$L_t$	P	$P_T$
Pour $L_T=4,1m$	1,3	$S_t=0,10$	$2 \times \frac{L}{4}$	20	34	8	272	353,6	0,395	139,67
		$S_t=0,15$	$\frac{L}{2}$	14						
Pour $L_T=4,75m$	1,3	$S_t=0,10$	$2 \times \frac{L}{4}$	24	40	1	40	52	0,395	20,54
		$S_t=0,15$	$\frac{L}{2}$	16						
								$\sum Q_{\text{Ø8}} = 160,21 \text{ kg}$		

Tab.VI.18: La quantité d'acier transversal des poutres palières.

**d- Escalier :**

$L$  : Longueur d'une seule barre. (m)

$N_b$  : Nombres des barres.

$N_b$  : dans les aciers transversaux { Palier : chaque 1,3m → 4 barres, alors dans 4,1m on a 12 barres  
Volée : chaque 1,3m → 4 barres, alors dans 3,1m on a 10 barres

$L_b$  : Longueur de  $N_b$  barre. ( $L \times N_b$ )       $N_c$  : Nombre des côtés (2 nappes).

$L_c$  : Longueur de 2 cotés dans un étage. ( $L_b \times N_c$ ).

$L_c$  : Dans les volées, les aciers longitudinaux = ( $L_b \times N_c \times 2$ ). 2 : Nombre des volées.

$N_{\text{étage}}$  : Nombre des étages.       $L_T$  : Longueur totale de  $N_{\text{étage}}$

$P$  : Le poids de diamètre Ø12 et Ø10 en kg/ml       $P_T$  : Poids total. (kg) ( $P \times L_T$ )

		L	$N_b$	$L_b$	$N_c$	$L_c$	$N_{\text{étage}}$	$L_T$	P	$P_T$
Palier	<b>A.L</b>	<b>4,1</b>	<b>4</b>	<b>16,4</b>	<b>2</b>	<b>32,8</b>	<b>8</b>	<b>262,4</b>	<b>0,888</b>	<b>233,01</b>

	A.S	1,4	12	16,8	2	33,6	8	268,8	0,617	165,85
Volée	A.L	3,10	4	12,4	2	49,6	8	396,8	0,888	352,36
	A.S	1,3	10	13	2	52	8	416	0,617	256,67
								$\sum Q_{\phi 12} = 585,37 \text{ kg}$ $\sum Q_{\phi 10} = 422,52 \text{ kg}$		

Tab.VI.19 : La quantité d'acier transversal et longitudinal dans l'escalier

e- Les poutres principales :

- Acier longitudinal :

**L** : Longueur d'une seule barre. (m)

**N<sub>b</sub>** : Nombres des barres.

**L<sub>b</sub>** : Longueur de N<sub>b</sub> barres. (L × N<sub>b</sub>)

**N<sub>P</sub>** : Nombre des poutres dans un

étage.

**L<sub>P</sub>** : Longueur des barres de N<sub>P</sub> poutres dans un seul étage. (L<sub>b</sub> × N<sub>P</sub>)

**N<sub>é</sub>** : Nombre des étages.

**L<sub>T</sub>** : Longueur totale. (L<sub>P</sub> × N<sub>é</sub>)

**P** : Le poids de diamètre Ø14, Ø12 et Ø16 en kg/ml

**P<sub>T</sub>** : Poids total. (kg) (P × L<sub>T</sub>)

		L	N <sub>b</sub>	L <sub>b</sub>	N <sub>P</sub>	L <sub>P</sub>	N <sub>é</sub>	L <sub>T</sub>	P	PT		
En travée	Filante	17,4	3	52,2	6	313,2	8	2505,6	1,21	3031,78		
		17,4	3	52,2	6	313,2	1	313,2	1,58	494,86		
		4,5	3	13,5	2	27	1	27	1,21	32,67		
En appui	8 étage	Fil	17,4	3	52,2	6	313,2	8	2505,6	1,58	3958,85	
		Chap	1,6	3	4,8	1	4,8	8	38,4	1,58	60,67	
			2,69	3	8,07	1	8,07	8	64,56	1,58	102	
			$b + \frac{L_T}{4}$	2,73	3	8,19	1	8,19	8	65,52	1,58	103,52
			1,64	3	4,92	1	4,92	8	39,36	1,58	62,19	
	S-S	Fil	17,4	3	52,2	6	313,2	1	313,2	1,58	494,56	
		Chap	1,63	3	4,9	6	29,4	1	29,4	0,888	26,11	
			2,71	3	8,13	6	48,78	1	48,78	0,888	43,32	
			$b + \frac{L_T}{4}$	2,76	3	8,28	6	49,68	1	49,68	0,888	44,12
			1,68	3	5,04	6	30,24	1	30,24	0,888	26,85	
	Cham	Fil	4,5	3	13,5	2	27	1	27	1,58	42,66	
		Chap	2,26	3	6,78	2	13,56	1	13,56	0,888	12,04	
									$\sum Q_{\phi 8} = 152,44 \text{ kg}$ $\sum Q_{\phi 14} = 3064,45 \text{ kg}$ $\sum Q_{\phi 16} = 5319,31 \text{ kg}$			

Tab.VI.20 : La quantité d'acier longitudinal des poutres principales.

- Acier transversal :

**L** : Longueur d'une seule barre. (m)      **esp** : Espacement entre les cadres (m)

**H** : Longueur de barre des chapeaux.

$$N_c : \text{Nombre des cadres} \begin{cases} H = 2 \times \frac{L}{4} \Rightarrow N_c = \frac{H}{S_t} \\ H = \frac{L}{2} \Rightarrow N_c = \frac{H}{S_t} \end{cases}$$

**N** : La somme des cadres des 2 espacements

**N<sub>P</sub>** : Nombre des poutres.      **N<sub>T</sub>** : Nombre total des cadres. (N×N<sub>P</sub>)

**L<sub>t</sub>** : Longueur totale des cadres en m. (L<sub>t</sub> = N<sub>T</sub> × L)

**P** : Le poids de diamètre Ø8 en kg/ml      **P<sub>T</sub>** : Poids total. (kg) (P×L<sub>t</sub>)

	L	esp	H	Nc	N	Np	NT	Lt	P	PT
Pour LT=4,2m	1,3	St=0,10	$2 \times \frac{L}{4}$	21	35	54	1890	2457	0,395	970,52
		St=0,15	$\frac{L}{2}$	14						
Pour LT=4,35m	1,3	St=0,10	$2 \times \frac{L}{4}$	22	37	54	1998	2597,4	0,395	1025,97
		St=0,15	$\frac{L}{2}$	15						
Pour LT=4,35m	1,3	St=0,10	$2 \times \frac{L}{4}$	22	37	54	1998	2597,4	0,395	1025,97
		St=0,15	$\frac{L}{2}$	15						
Pour LT=4,5m	1,3	St=0,10	$2 \times \frac{L}{4}$	23	38	2	76	98,8	0,395	39,03
		St=0,15	$\frac{L}{2}$	15						
								$\sum Q_{\text{Ø8}} = 3061,49 \text{ kg}$		

*Tab.VI.21: La quantité d'acier transversal des poutres principale.*

**f- Les poutres secondaires :**

**- Acier longitudinal :**

**L** : Longueur d'une seule barre. (m)

**N<sub>b</sub>** : Nombres des barres.

**L<sub>b</sub>** : Longueur de N<sub>b</sub> barres. (L× N<sub>b</sub> )

**N<sub>P</sub>** : Nombre des poutres dans un étage.

étage.

**L<sub>P</sub>** : Longueur des barres de N<sub>P</sub> poutres dans un seul étage. (L<sub>b</sub> × N<sub>P</sub>)

$N_é$  : Nombre des étages.

$L_T$  : Longueur totale. ( $L_P \times N_é$ )

$P$  : Le poids de diamètre Ø14, Ø12 et Ø16 en kg/ml

$P_T$  : Poids total. (kg) ( $P \times L_T$ )

			L	N <sub>b</sub>	L <sub>b</sub>	N <sub>P</sub>	L <sub>P</sub>	N <sub>é</sub>	L <sub>T</sub>	P	P <sub>T</sub>
En travée	Filante		20,4	3	61,2	4	244,8	3	734,4	1,21	888,62
			20,4	3	61,2	4	244,8	3	734,4	0,888	652,15
			20,4	3	61,2	4	244,8	3	734,4	1,58	1160,35
			4,3	3	12,9	2	25,8	1	25,8	0,888	22,91
En appui	Filante		20,4	3	61,2	4	244,8	9	2203,2	1,58	3481,06
			4,3	3	12,9	2	25,8	1	25,8	1,58	40,76
	2 étages	Chap $b + \frac{L_T}{4}$	1,3	3	3,9	4	15,6	2	31,2	0,888	27,71
			2,15	3	6,45	4	25,8	2	51,6	0,888	45,82
			2,38	3	7,14	4	28,56	2	57,12	0,888	50,72
			2,38	3	7,14	4	28,56	2	57,12	0,888	50,72
			2,18	3	6,54	4	26,16	2	52,32	0,888	46,46
			1,33	3	3,99	4	15,96	2	31,92	0,888	28,35
	5 étages	Chap $b + \frac{L_T}{4}$	1,3	3	3,9	4	15,6	5	78	1,58	123,24
			2,15	3	6,45	4	25,8	5	129	1,58	203,82
			2,38	3	7,14	4	28,56	5	142,8	1,58	225,62
			2,38	3	7,14	4	28,56	5	142,8	1,58	225,62
			2,18	3	6,54	4	26,16	5	130,8	1,58	206,66
			1,33	3	3,99	4	15,96	5	79,8	1,58	126,08
										$\Sigma Q_{\text{Ø8}} = 152,44 \text{ kg}$ $\Sigma Q_{\text{Ø12}} = 924,39 \text{ kg}$ $\Sigma Q_{\text{Ø16}} = 5793,21 \text{ kg}$	

Tab. VI.22 : La quantité d'acier longitudinal des poutres secondaires.

- Acier transversal :

$N_c$  : Nombre des cadres

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 2 \times \frac{L}{4} \Rightarrow N_c = \frac{H}{S_t} \\ H = \frac{L}{2} \Rightarrow N_c = \frac{H}{S_t} \end{array} \right.$$

$L$  : Longueur d'une seule barre. (m)

esp : espacement entre les cadres (m)

**N** : La somme des cadres des 2 espacements

**H** : Longueur de barre des chapeaux.

**N<sub>P</sub>** : Nombre des poutres.

**N<sub>T</sub>** : Nombre total des cadres. ( $N \times N_P$ )

**L<sub>t</sub>** : Longueur totale des cadres en m. ( $L_t = N_T \times L$ )

**P** : Le poids de diamètre Ø8 en kg/ml

**P<sub>T</sub>** : Poids total. (kg) ( $P \times L_t$ )

	L	esp	H	Nc	N	Np	NT	Lt	P	PT
Pour LT=3,1m	1,2	St=0,10	$2 \times \frac{L}{4}$	16	26	36	936	1123,2	0,395	443,66
		St=0,15	$\frac{L}{2}$	10						
Pour LT=3,35m	1,2	St=0,10	$2 \times \frac{L}{4}$	17	28	36	1008	1209,6	0,395	477,79
		St=0,15	$\frac{L}{2}$	11						
Pour LT=4,05	1,2	St=0,10	$2 \times \frac{L}{4}$	20	34	27	918	1101,6	0,395	435,13
		St=0,15	$\frac{L}{2}$	14						
Pour LT=3,35m	1,2	St=0,10	$2 \times \frac{L}{4}$	17	28	36	1008	1209,6	0,395	477,79
		St=0,15	$\frac{L}{2}$	11						
Pour LT=3,25m	1,2	St=0,10	$2 \times \frac{L}{4}$	16	27	36	972	1166,4	0,395	460,73
		St=0,15	$\frac{L}{2}$	11						
Pour LT =4,3	1,2	St=0,10	$2 \times \frac{L}{4}$	22	36	2	72	86,4	0,395	34,13
		St=0,15	$\frac{L}{2}$	14						
								$\sum Q_{\text{Ø8}} = 2329,23 \text{ kg}$		

Tab.VI.23 : La quantité d'acier transversal des poutres secondaires.

**g- Les poteaux :**

**- Acier longitudinal :**

**L<sub>r</sub>** : Longueur de couverture en m. ( $40\text{Ø}_{\text{min}}$ ).

**h<sub>e</sub>** : hauteur d'étage. (m)

**h<sub>b</sub>** : Longueur de barre en m ( $L_r + h_e$ )

**N<sub>b</sub>** : Nombre des barres.

**N<sub>p</sub>** : Nombre de poteaux

**L<sub>T</sub>** : Longueur totale en m. ( $h_b \times N_b \times N_p$ )

**N<sub>p</sub>**

**P** : Le poids de diamètre Ø25, Ø20, Ø16 et Ø14 en kg/ml

**P<sub>T</sub>** : Poids total. (kg) ( $P \times L_T$ )

	L <sub>r</sub>	h <sub>e</sub>	h <sub>b</sub>	N <sub>b</sub>	N <sub>p</sub>	L <sub>T</sub>	P	P <sub>T</sub>
60x60	0,8	3,06	3,86	4 (Ø20)	24	370,56	2,47	915,28
				4 (Ø25)			3,85	1426,66
55x55	0,8	3,4	4,2	8 (Ø20)	24	806,4	2,47	1991,81
55x55	0,8	3,06	3,86	8 (Ø20)	24	741,12	2,47	1830,57
50x50	0,64	3,06	3,7	4 (Ø20)	24	355,2	2,47	877,34
				4 (Ø16)			1,58	561,22
45x45	0,64	3,06	3,7	8 (Ø16)	72	2131,2	1,58	3367,3
40x40	0,56	3,06	3,62	4 (Ø16)	52	752,96	1,58	1189,68
				4 (Ø14)			1,21	911,05
						$\sum Q_{\text{Ø}20} = 5615 \text{ kg}$ $\sum Q_{\text{Ø}25} = 1426,66 \text{ kg}$ $\sum Q_{\text{Ø}16} = 5118,2 \text{ kg}$ $\sum Q_{\text{Ø}14} = 911,05 \text{ kg}$		

Tab.VI.24 : La quantité d'acier longitudinal des poteaux.

- Acier transversal :

**L** : Longueur d'une seule barre. (m)

**esp** : espacement entre les cadres (m)

**N<sub>c</sub>** : Nombre des cadres

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 2 \times \frac{L}{4} \Rightarrow N_c = \frac{H}{S_t} \\ H = \frac{L}{2} \Rightarrow N_c = \frac{H}{S_t} \end{array} \right.$$

**N** : La somme des cadres des 2 espacements

**H** : Longueur de barre des chapeaux.

**N<sub>p</sub>** : Nombre des poteaux.

**N<sub>T</sub>** : Nombre total des cadres. (N×N<sub>p</sub>)

**L<sub>t</sub>** : Longueur totale des cadres en m. (L<sub>t</sub> = N<sub>T</sub> × L)

**P** : Le poids de diamètre Ø8 en kg/ml

**P<sub>T</sub>** : Poids total. (kg) (P×L<sub>t</sub>)

	L	esp	H	Nc	N	N <sub>p</sub>	N <sub>T</sub>	L <sub>t</sub>	P	PT
Pour he=3,06m (60x60)	2,3	St=0,10	$2 \times \frac{L}{4}$	15	25	24	600	1380	0,395	545,1
		St=0,15	$\frac{L}{2}$	10						
Pour he=3,40m (55x55)	2,3	St=0,10	$2 \times \frac{L}{4}$	17	28	24	672	1545,6	0,395	610,51
		St=0,15	$\frac{L}{2}$	11						

Pour he=3,06m (55; 50 ; 45 ; 40)	2,3	St=0,10	$2 \times \frac{L}{4}$	15	25	168	4200	9660	0,395	3815,7
		St=0,15	$\frac{L}{2}$	10						
Pour he=3,06m la chambre	2,3	St=0,10	$2 \times \frac{L}{4}$	15	25	4	100	230	0,395	90,85
		St=0,15	$\frac{L}{2}$	10						
									$\sum Q_{08} = 5062,16 \text{ kg}$	

Tab.VI.25 : La quantité d'acier transversal des poteaux.

**h- Les voiles :**

**- Acier longitudinal :**

**L :** Longueur totale de voile en m.

**N<sub>b</sub> :** Nombre des barres.

**L<sub>b</sub> :** Longueur de N<sub>b</sub> barre en m (L × N<sub>b</sub>)

**N<sub>n</sub> :** Nombre des nappes.

**L<sub>n</sub> :** Longueur de N<sub>n</sub>

**N<sub>v</sub> :** Nombre des voiles

**L<sub>v</sub> :** Longueur de N<sub>v</sub> voile.

**P :** Le poids de diamètre Ø12 en kg/ml

**P<sub>T</sub> :** Poids total. (kg) (P × L<sub>v</sub>)

	L	N <sub>b</sub>	L <sub>b</sub>	N <sub>n</sub>	L <sub>n</sub>	N <sub>v</sub>	L <sub>v</sub>	P	P <sub>T</sub>
Sens X-X	2	199	398	2	796	2	1592	0,888	1413,7
	1,75	199	348,25	2	696,5	4	2786	0,888	2473,97
	1,5	199	298,5	2	597	2	1194	0,888	1060,27
Sens Y-Y	2,4	199	477,6	2	955,2	4	3820,8	0,888	3392,87
									$\sum Q_{\phi 12} = 8340,81 \text{ kg}$

Tab.VI.26 : La quantité d'aciers longitudinaux des voiles.

**- Acier transversal :**

**L :** Longueur totale de voile en m.

**N<sub>b</sub> :** Nombre des barres.

**L<sub>b</sub> :** Longueur de N<sub>b</sub> barre en m (L × N<sub>b</sub>)

**N<sub>n</sub> :** Nombre des nappes.

**L<sub>n</sub> :** Longueur de N<sub>n</sub>

**N<sub>v</sub> :** Nombre des voiles

**L<sub>v</sub> :** Longueur de N<sub>v</sub> voile.

**P :** Le poids de diamètre Ø12 en kg/ml

**P<sub>T</sub> :** Poids total. (kg) (P × L<sub>v</sub>)

	L	N <sub>b</sub>	L <sub>b</sub>	N <sub>n</sub>	L <sub>n</sub>	N <sub>v</sub>	L <sub>v</sub>	P	P <sub>T</sub>
--	---	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	---	----------------

Sens X-X	24,82	14	347,48	2	694,96	2	1389,92	0,395	549,02
	24,82	18	446,76	2	893,52	4	3574,08	0,395	1411,76
	24,82	9	223,38	2	446,76	2	893,52	0,395	352,94
Sens Y-Y	24,82	24	595,68	2	1191,36	4	4765,44	0,395	1882,35
								$\Sigma Q_{\emptyset 8} = 4196,07 \text{ kg}$	

*Tab.VI.27 : La quantité d'aciers transversaux des voiles.*

**i- Les voiles périphériques :**

**L :** Longueur totale de voile en m.

**N<sub>b</sub> :** Nombre des barres.

**L<sub>b</sub> :** Longueur de N<sub>b</sub> barre en m (L × N<sub>b</sub>)

**N<sub>n</sub> :** Nombre des nappes.

**L<sub>n</sub> :** Longueur de N<sub>n</sub> en m. (L<sub>b</sub> × N<sub>n</sub>)

**N<sub>v</sub> :** Nombre des voiles.

**L<sub>v</sub> :** Longueur de N<sub>v</sub> voile en m. (L<sub>n</sub> × N<sub>v</sub>)

**P :** Le poids de diamètre Ø8 en kg/ml

**P<sub>T</sub> :** Poids total. (kg) (P × L<sub>v</sub>)

		L	N <sub>b</sub>	L <sub>b</sub>	N <sub>n</sub>	L <sub>n</sub>	N <sub>v</sub>	L <sub>v</sub>	P	P <sub>T</sub>
En travée	Sens X-X	1,75	15	26,25	2	52,5	3	157,5	0,888	139,86
		3	15	45	2	90	1	90	0,888	79,92
		3,3	15	49,5	2	99	4	396	0,888	351,65
		4	15	60	2	120	2	240	0,888	213,12
		1,4	15	21	2	42	1	42	0,888	37,3
	Sens Y-Y	3,06	7	21,42	2	42,84	3	128,52	0,888	114,13
			12	36,72	2	73,44	1	73,44	0,888	65,22
			13	39,78	2	79,56	4	318,24	0,888	282,6
			16	48,96	2	97,92	2	195,84	0,888	173,91
			6	18,36	2	36,72	1	36,72	0,888	32,61
En appui	Sens X-X	4,1	12	49,2	2	98,4	2	196,8	0,888	174,76
		4,3	12	51,6	2	103,2	4	412,8	0,888	366,57
	Sens Y-Y	3,06	16	48,96	2	97,92	2	195,84	0,888	173,91
			17	52,02	2	104,04	4	416,16	0,888	369,55
								$\Sigma Q_{\emptyset 12} = 2575,11 \text{ kg}$		

*Tab.VI.28 : La quantité d'aciers des voiles périphériques.*

**j- Dalle et débord :**

**L** : Longueur totale. (m)

**N<sub>b</sub>** : Nombre des barres.

**L<sub>b</sub>** : Longueur de N<sub>b</sub> barre en m ( $L \times N_b$ )

**P** : Le poids de diamètre Ø20 et Ø16 en kg/ml

**P<sub>T</sub>** : Poids total. (kg) ( $P \times L_b$ )

		L	N <sub>b</sub>	L <sub>b</sub>	P	P <sub>T</sub>
En travée	Sens X-X	21,2	111	2353,2	2,47	5812,4
	Sens Y-Y	15,9	127	2019,3	2,47	4987,67
Sur appui	Sens X-X	21,2	80	1696	1,58	2679,68
	Sens Y-Y	15,9	106	1685,4	1,58	2662,93
					$\Sigma Q_{\text{Ø}20} = 10800,07 \text{ kg}$ $\Sigma Q_{\text{Ø}16} = 5342,61 \text{ kg}$	

*Tab.VI.29 : La quantité d'aciers de dalle et débord.*

**k- Nervure :**

		L	N <sub>b</sub>	L <sub>b</sub>	P	P <sub>t</sub>
En travée	Sens X-X	21,2	32	678,4	2,47	934,65
	Sens Y-Y	15,9	48	763,2	2,47	1885,1
Sur appui	Sens X-X	21,2	24	508,8	1,58	803,9
	Sens Y-Y	15,9	36	572,4	1,58	904,39
					$\Sigma Q_{\text{Ø}20} = 2819,75 \text{ kg}$ $\Sigma Q_{\text{Ø}16} = 1708,29 \text{ kg}$	

*Tab.VI.30 : La quantité d'aciers de la nervure.*

**❖ Tableau récapitulatif :**

	Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø20	Ø25
La somme totale (kg)	16023,82	1102,21	13706,61	5000,32	23281,62	19234,82	1426,66

*Tab.VI.31 : Tableau récapitulatif d'acier*

# Conclusion Générale

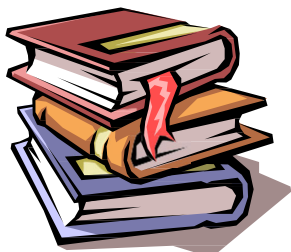
Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

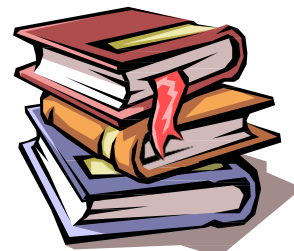
La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces derniers sont mal placés.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de Master et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique, que l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise des logiciels reste une étape très importante, et demande la connaissance de certaines notions de base dans les sciences de l'ingénieur.



## *Références bibliographiques*



- 📖 Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003, Document Technique Réglementaire, DTR-B.C2.48.
- 📖 Charge permanente et surcharges d'exploitation, Document Technique Réglementaire, DTR-B.C2.2.
- 📖 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A93, Document Technique Réglementaire, DTR-B.C2.41.
- 📖 Pratique de BAEL91 et BAEL91 révisée 99.
- 📖 Conception et calcul des structures de bâtiment (Tome 1, 2, 3, 4) HENRY Thonier
- 📖 Cours des années précédentes (bâtiment, RDM, MDS, DDS et béton armé).
- 📖 Manuel de ROBOT.
- 📖 Thèses traitées :
  - H.BOUHADDA & B.KEBAILI, Etude d'un bâtiment (R+9) avec sous-sol à usage d'habitation commerce et bureaux. Contreventement par portique et voile, université de M'sila, 2011.
  - Y.ARIOUA & B.HADIBI, conception et calcul d'un bâtiment à usage mixte (R+8+s/sol) contreventement mixte, université de M'sila, 2008.
  - O.SEDDIK & H.ABOU ALI, Etude d'une tour en BA (s-sol + RDC +12 étages) à usage multiple, université de Saida, 2017.
  - L.LATHOUI & A.MAHDAOUI, étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial (R+8 avec sous-sol), université de M'sila, 2008.

### ***LOGICIEL :***

- 📖 Autodesk Robot Structural analyses Professional 2009.
- 📖 Expert 2009.
- 📖 Auto CAD 2013.

## **RESUME**

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme régulière à usage multiple constitué de sous-sol, un Rez de chaussée plus 7 étages, implanté dans la ville de M'sila. Cette région est classée en zone sismique II-a selon le RPA99 version 2003.

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par de portiques (poteaux et poutres) et des voiles. L'étude et l'analyse de ce projet a été établie par le logiciel (**ROBOT 2009**).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants s'est effectué conformément aux règles en vigueur à savoir (**BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003**).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel **ROBOT**, alors que celui des voiles a été fait manuellement. La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Enfin, nous avons calculé manuellement la quantité de béton armé pour certains éléments et en utilisant Excel.

## **ABSTRACT**

**This Project presents a detailed study of a regular-shaped multipurpose building consisting of basement, a ground floor plus 7 storeys located in the state of M'sila. This region is classified in seismic zone II-a according to RPA99 version 2003.**

**The stability of the structure is ensured by beams, poles and sails.**

**The study and analysis of this project were established by the software (ROBOT 2009).**

**The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in accordance with the applicable rules in vigor namely (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003).**

**The reinforcement of the load-bearing elements (posts, beams) was carried out by ROBOT reinforcement software, while that of the sails and was done manually.**

**The foundation of the building is composed of a ribbed raft.**

**Finally, we manually calculated the amount of reinforced concrete for some elements and using Excel.**

## **الملخص**

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة منتظمة مكونة من طابق تحت ارضي زائد طابق ارضي و سبعة طوابق

بولاية المسيلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم أ-2 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

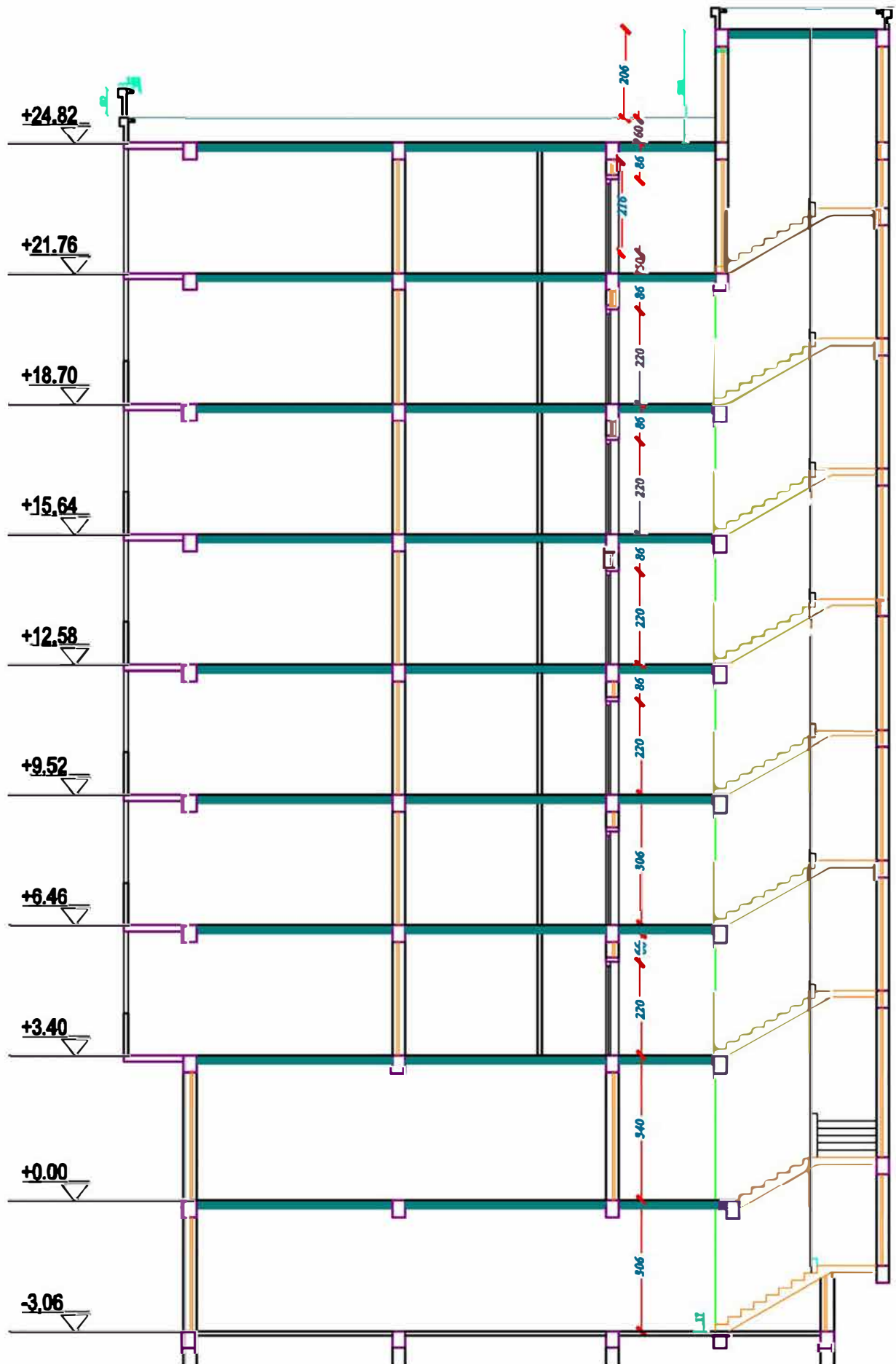
يتم ضمان استقرار الهيكل بواسطة الحزم والأعمدة والأشعة.

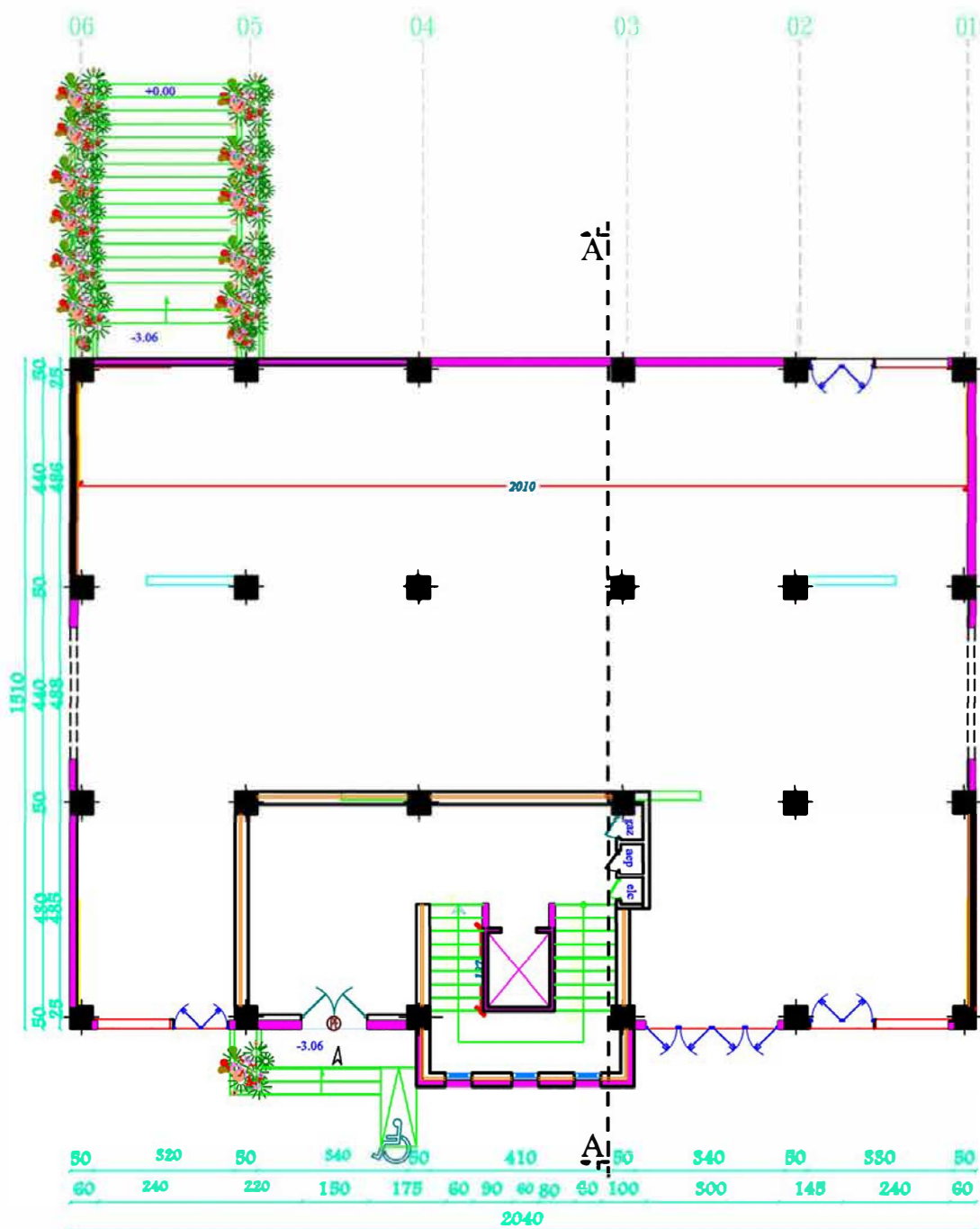
تم إنشاء دراسة وتحليل هذا المشروع بواسطة البرنامج (**ROBOT 2009**).

المعدلة 99 ، **BAEL91** يتم حساب الابعاد و تعزيز جميع العناصر المقاومة وفقا للقواعد المعمول بها وبقوة وهي (الاصدار **RPA992003**). تم تنفيذ تعزيز العناصر الداعمة (المشاركات ، الحزم) بواسطة برنامج التعزيز روبوت ، في

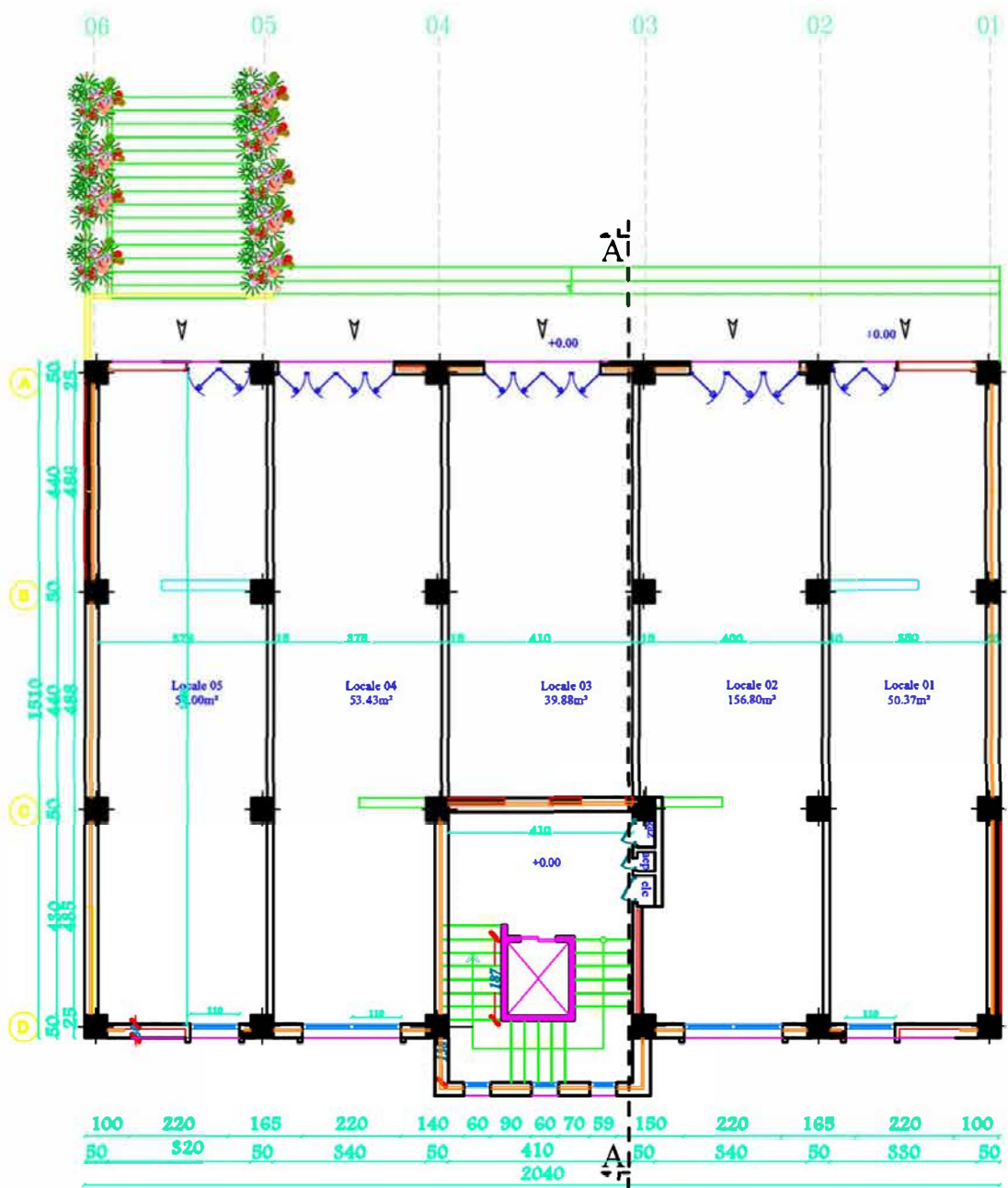
حين أن الأشعة تم القيام به يدويا. يتكون أساس المبنى من طوف مصلع

أخيراً، قمنا بحساب كمية الخرسانة المسلحة يدوياً لبعض العناصر باستخدام Excel

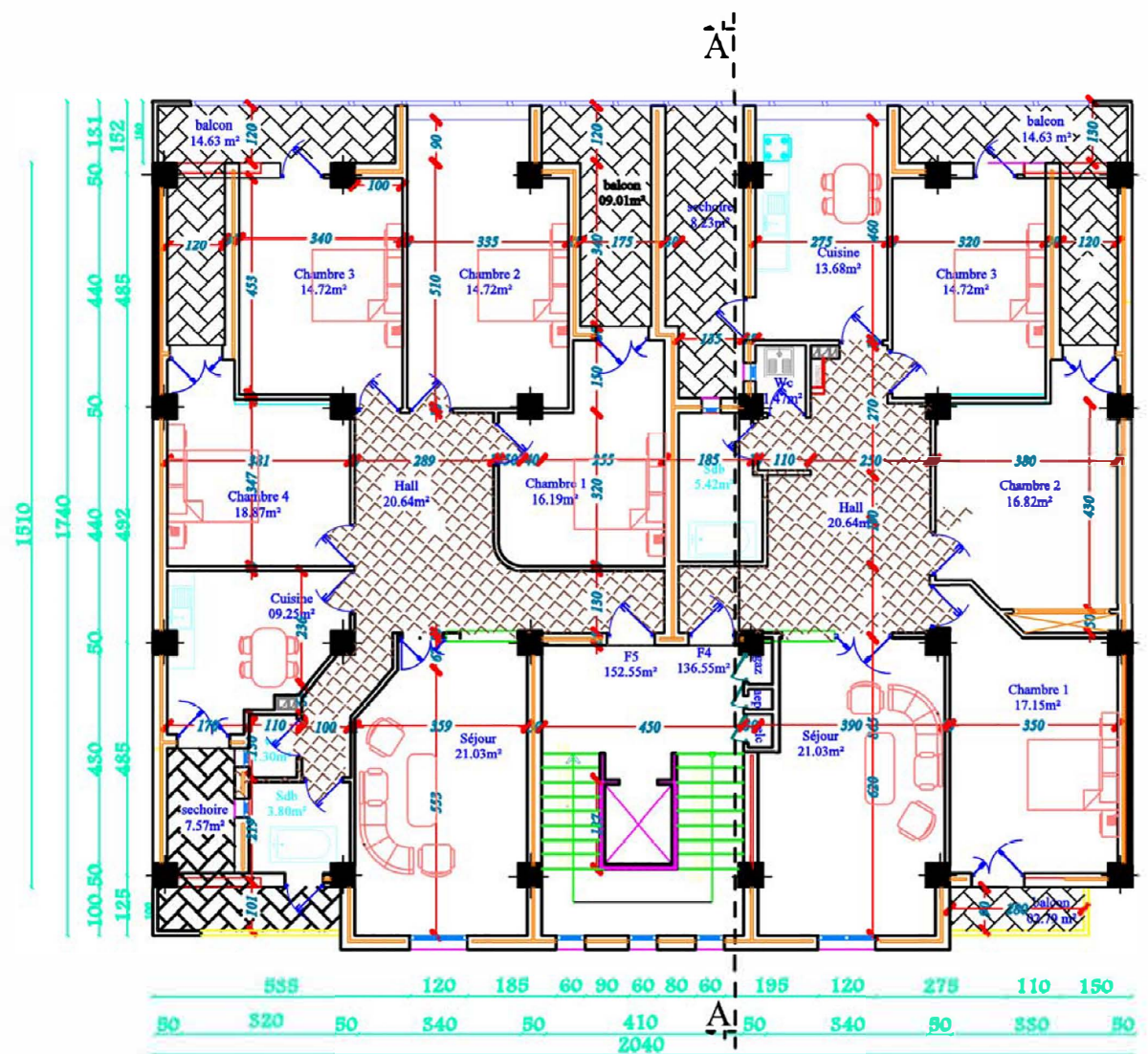




VUE EN PLAN niv-3.06 - BLOC -B01 - ECH 1/50



VUE EN PLAN R.D.C  
 - BLOC -B01 - ECH 1/50



VUE EN PLAN C+1- C+2-C+3-C+4-C+5-C+6-C+7  
 BLOC -B01 - ECH 1/50