

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE BLIDA-1-

جامعة-البليدة-1-

FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

دائرة الهندسة المدنية



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'Obtention du diplôme

De Master en Génie Civil

Option : STRUCTURES

### THÈME

ETUDE ET CONCEPTION PARASISMIQUE D'UN BATIMENT EN REZ-  
DE-CHAUSSEE PLUS 8 ETAGE PLUS ENTRESOL CONTRVENTE  
PAR DES VOILES

Réalisé par :

- ❖ BENTALAYE ASMA
- ❖ MEZIANE BENTAHARE MEZIANE Maroua

Encadré par :

- ❖ M<sup>me</sup> N. KERBOUA

Blida, juillet 2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# TABLE DES MATIERES

ملخص

**RÉSUMÉ**

**ABSTRACT**

**REMERCIEMENTS**

**DÉDICACES**

**LISTE DES SYMBOLES**

**LISTE DES TABLEAUX**

**LISTE DES FIGURES**

**INTRODUCTION GÉNÉRALE**

**CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux**

I.1. Introduction .....	3
I.2. Présentation de l'ouvrage .....	3
I.3. Caractéristiques géométrique de l'ossature.....	3
I.4. Les différents éléments de structure.....	3
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
I.6. Hypothèses de calcul .....	9

**CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments**

II.1. Introduction .....	11
II.2. Pré-dimensionnement des planchers .....	11
II.3 Pré-dimensionnement des poutres .....	13
II.3. Evaluation des charges .....	15
II.5 Pré-dimensionnement des poteaux .....	18
II.6 Pré-dimensionnement des voiles .....	30

**CHAPITRE III: Calcul des éléments secondaires**

III.1. Introduction .....	33
III.2. Plancher .....	33
III.3 Balcon.....	53
III.4 L'acrotère .....	58

III.5 Escaliers.....	66
<b>CHAPITRE IV : Étude dynamique en zone sismique</b>	
IV.1 Introduction .....	83
IV.2 Étude dynamique.....	83
IV.3. Étude sismique .....	85
IV.4 Résultats de l'analyse sismique.....	91
<b>CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistant</b>	
V.1 Introduction .....	104
V.2 Ferrailage des poteaux .....	104
V.3 Ferrailage des poutres .....	114
V.4 Ferrailage des voiles .....	123
<b>CHAPITRE VI : Étude des fondations</b>	
VI.1. Introduction .....	138
VI.2. Choix des fondations .....	138
VI.3. Calcul de type de fondation.....	138
VI.4 Étude des longrines .....	159
VI.5. Étude du voile périphérique .....	161
<b>CONCLUSION</b>	
<b>ANNEXE</b>	
<b>RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>	

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لبنائية سكنية و تجارية مكونة من طابق أرضي+8 طوابق + طابق سفلي ; المنشأ في ولاية تيبازة. هذه المنطقة مصنفة ضمن المناطق الزلزالية رقم 3 وفق القواعد الجزائرية المضادة للزلازل RPA 99 . مقاومة وإستقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة الروافد و الأعمدة والجدران . الدراسة الزلزالية للبناية تمت بواسطة برنامج ETABS 20.3.0 . تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر CBA 93 و BAEL 91 .

لتحقق من نتائج التسليح إستعملنا برامج EXPERT و SOCOTEC .

و ختاماً دراسة البنية التحتية للمشروع

الكلمات المفتاحية: البناء، ETABS ، القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99/2003 ؛ BAEL 91 منقح 99 .

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment constitué d'un Rez de chaussée avec 8 étages plus un entresol à usage multiples habitation et commercial, implanté dans la willaya de Tipaza. Cette région est classée comme une zone de forte sismicité (zone 3 selon le RPA99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par des poutres, des poteaux et des voiles.

L'étude sismique de ce projet a été établie par logiciel ETABS 20.3.0.

Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (SOCOTEC et EXPERT).

Nous terminons avec L'étude des éléments de l'infrastructure.

**Mots clés** : Bâtiment, ETABS; RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99.

## ABSTRACT

This project provides a detailed study of a residential and commercial building consisting of a ground floor +8 floors + lower floor; originating in the state of TIPAZA, this area is classified within seismic areas N°3 according to the Algerian anti-earthquake rules RPA99.

The resistance and stability of the building for all vertical and horizontal loads are guaranteed by joists, columns and walls.

Seismic study conducted by ETABS 20.3.0.

For the checking of reinforcement, we used software (SOCOTEC and EXPERT).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modified 99, RPA99 modified in 2003).

Finally, the study of the elements of the infrastructure also forms part of it project.

**Keywords**: Building, ETABS; RPA 99 / version 2003; BAEL 91 revised 99.



# Remerciements

Tous d'abord nous remercions Allah qui nous a aidés pour atteindre notre objectif.

Nous tenons à remercier notre promotrice **Mme KERBOUA.N** qu'a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.

Nous tenons à remercier **Mme BEREDIAF.M** pour nous aider dans notre projet

Nous tenons remercier les enseignants du département de **GENIE CIVIL** qui ont contribué à notre formation.

Que tous les membres du jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travaille.

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

**Maroua MEZIANE**

**BENTAHARE MZIANE**



**Asma BENTALAYE**

## Didicace

*Avec tous mes sentiments de respects, avec l'expérience de  
ma reconnaissance ,je dédie ma remise de diplôme*

*et ma joie et mon bonheur*

*A mon paradis ,a la prunelle des yeux ,a la source de ma joie et  
mon bonheur,ma lune et le fil d'espoire qui allumer mon  
chemin ma moitié **maman**.*

*A celui qui m'a fait une femme ,ma source de ma vie ,d'amour et  
d'affection a mon support qui Etait toujours a mes cotes pour mr soutenir  
et m'encourager ,a mon prince **papa** .*

*À mes très chers frères : Ibrahim, Abd el kader, Mohamed, Hichem pour  
leur tendresse, leur complicité et leur présence.*

*À mes très chers sœurs : Linda, fathiya et Hasina.*

*A Les petits : Lina, Manar, Amir, Nada .*

*A tous les membres de ma grande famille.*

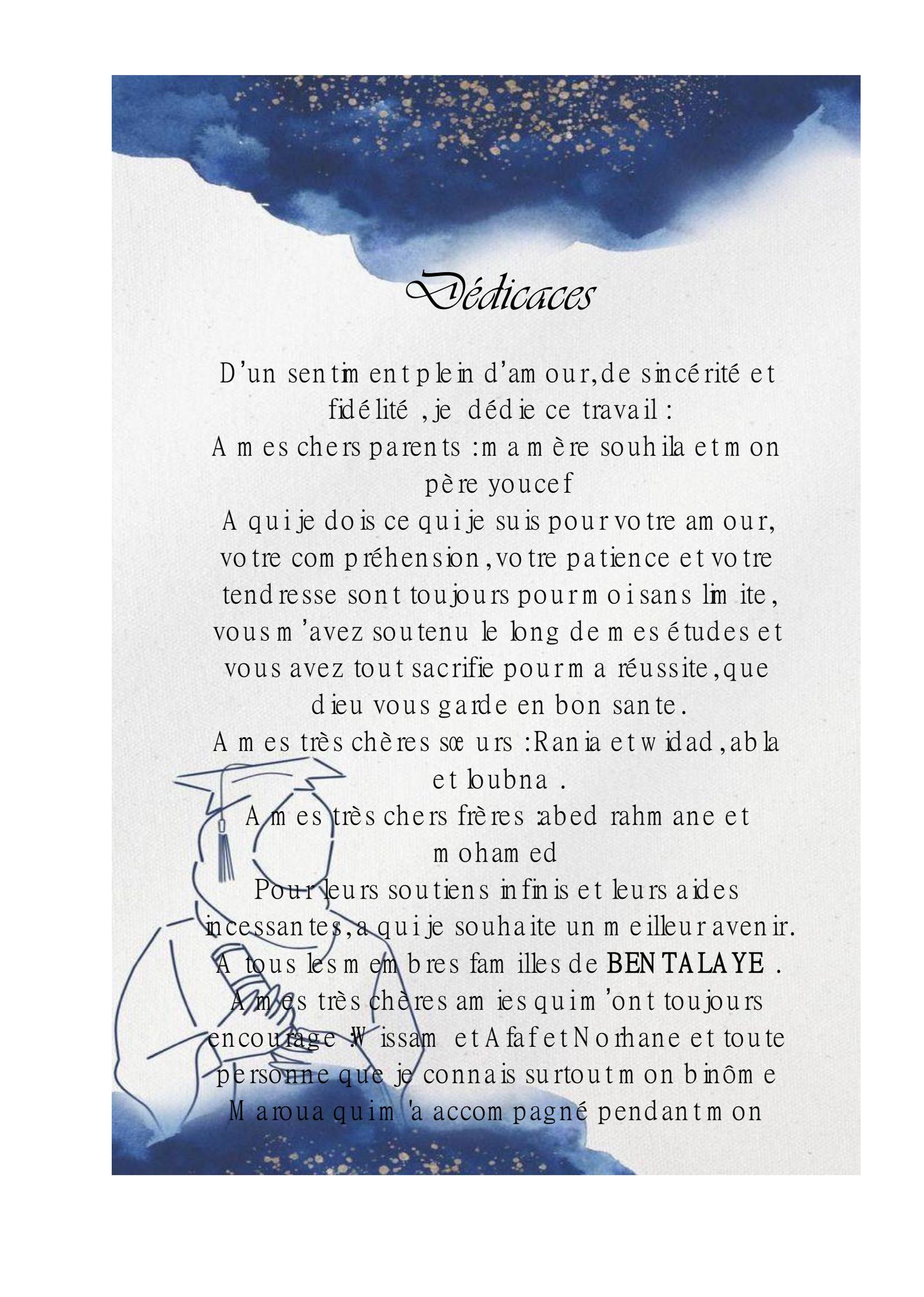
*Sans oublier mon binôme **Asma** pour son soutien*

*Moral sa patience et Sa compréhension tout au long de ce projet.*

*A ma copine Nourhan et tous mes amis et mes collègues de promotion  
de master génie civil. Promo 2023*

**MAROUA**





## Dédicaces

D'un sentiment plein d'amour, de sincérité et  
fidélité, je dédie ce travail :

A mes chers parents : m a m ère souhila et m on  
père youcef

A qui je dois ce que je suis pour votre amour,  
votre compréhension, votre patience et votre  
tendresse sont toujours pour moi sans limite,  
vous m'avez soutenu le long de mes études et  
vous avez tout sacrifié pour ma réussite, que  
dieu vous garde en bonne santé.

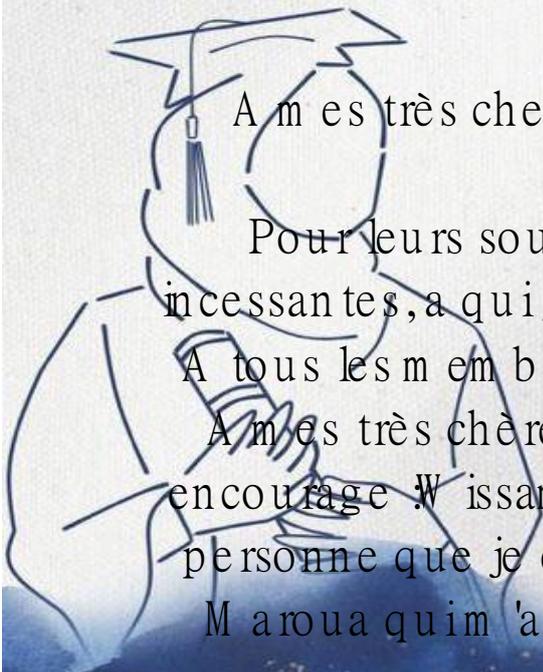
A mes très chères sœurs : Rania et widad, abla  
et lubna .

A mes très chers frères : abed rahmane et  
mohamed

Pour leurs soutiens infinis et leurs aides  
incessantes, à qui je souhaite un meilleur avenir.

A tous les membres de la famille de **BEN TALAYE** .

A mes très chères amies qui m'ont toujours  
encouragé : Wissam et Afaf et Nothane et toute  
personne que je connais surtout mon binôme  
Maroua qui m'a accompagné pendant mon



## **LISTE DES TABLEAUX**

---

### **CHAPITRE I :**

<b>Tableau I.1 :</b> contrainte de l'acier.....	8
---	---

### **CHAPITRE II :**

<b>Tableau II.1 :</b> Hauteur des poutres principales.....	14
--	----

<b>Tableau II.2 :</b> La largeur des poutres principales .....	14
--	----

<b>Tableau II.3 :</b> Hauteur des poutres secondaire .....	14
--	----

<b>Tableau II.4 :</b> La largeur des poutres secondaire .....	15
---	----

<b>Tableau II.5:</b> évaluation des charges terrasse .....	15
--	----

<b>Tableau II.6:</b> évaluation des charges plancher étage courant.....	16
---	----

<b>Tableau II.7:</b> Composition de mur extérieur.....	17
--	----

<b>Tableau II.8:</b> Composition de la dalle pleine.....	17
--	----

<b>Tableau II.9:</b> Charges d'exploitations .....	17
--	----

<b>Tableau II.10 :</b> les surfaces d'influence des différents poteaux. ....	20
--	----

<b>Tableau II.11 :</b> Surface reprise par poteau centrale.....	21
---	----

<b>Tableau II.12 :</b> Surface reprise par poteau d'angle .....	23
---	----

<b>Tableau II.13 :</b> Surface reprise par poteau d'angle .....	24
---	----

<b>Tableau II.14 :</b> dégression des Charges d'exploitation.....	26
---	----

<b>Tableau II.15 :</b> dégression des différent charge d'exploitation dans différent étages.	26
--	----

<b>Tableau II.16 :</b> descente de charge permanant.....	27
--	----

<b>Tableau II.17 :</b> combinaison des charges a ELU .....	28
--	----

<b>Tableau II.18 :</b> dimensionnement de poteau central.....	28
---	----

<b>Tableau II.19 :</b> dimensionnement de poteau rive.....	29
--	----

<b>Tableau II.20 :</b> dimensionnement de poteau d'angle.....	29
---	----

### **CHAPITRE III:**

<b>Tableau III.1 :</b> dimension des poutrelles.....	34
--	----

<b>Tableau III.2:</b> vérification de condition (type 1).....	36
---	----

<b>Tableau III.3 :</b> vérification de condition (type 2).....	36
--	----

## LISTE DES TABLEAUX

---

<b>Tableau III.4</b> : vérification de condition (type 3).....	36
<b>Tableau III.5</b> Charges supportées par Les poutrelles.....	37
<b>Tableau III.6</b> : Résultats des sollicitations en travée et en appui ELU (type 01).....	39
<b>Tableau III.7</b> : Résultats des efforts tranchant ELU (type 01).....	40
<b>Tableau III.8</b> : Résultats des sollicitations en travée et en appui ELS (type 01) .....	41
<b>Tableau III.9</b> : Résultats des efforts tranchant ELS (type 01).....	42
<b>Tableau III.10</b> : Résultats des sollicitations en travée et en appui ELU (type 02).....	42
<b>Tableau III.11</b> : Résultats des efforts tranchant ELU (type 02).....	43
<b>Tableau III.12</b> : Résultats des sollicitations en travée et en appui ELS (type 02) .....	43
<b>Tableau III.13</b> : Résultats des efforts tranchant ELS (type 02).....	44
<b>Tableau III.14</b> : Résultats des sollicitations en travée et en appui ELU (type 03).....	44
<b>Tableau III.15</b> : Résultats des efforts tranchant ELU (type 03) .....	45
<b>Tableau III.16</b> : Résultats des sollicitations en travée et en appui ELS (type 03).....	45
<b>Tableau III.17</b> : Résultats des efforts tranchant ELS (type 03).....	45
<b>Tableau III.18</b> : choix des armatures.....	46
<b>Tableau III.19</b> : ferrailage de balcon.....	55
<b>Tableau III.20</b> : Charges permanentes volée .....	68
<b>Tableau III.21</b> : Charges permanentes palier.....	68
<b>Tableau III.22</b> : Ferrailage en travée.....	71
<b>Tableau III.23</b> : Ferrailage en appui.....	72
<b>Tableau III.24</b> : vérification des contraintes.....	74
<b>Tableau III.25</b> : Moment et l'effort tranchants.....	77
<b>Tableau III.26</b> : ferrailage en travée.....	78
<b>Tableau III.27</b> : ferrailage en appui.....	78
<b>Tableau III.28</b> : vérification des contraintes.....	80
<b>Tableau III.29</b> : calcul des armatures transversales.....	81

## LISTE DES TABLEAUX

---

### CHAPITRE IV:

<b>Tableau IV.1</b> : valeur de la période (T1 et T2).....	88
<b>Tableau IV.2</b> : Valeurs de Pénalités.....	89
<b>Tableau IV.3</b> : Dimensions des éléments verticaux et horizontaux de chaque niveau ...	93
<b>Tableau IV.4</b> : Participation massique du modèle initial.....	93
<b>Tableau IV.5</b> : Participation massique du 1 <sup>er</sup> modèle.....	95
<b>Tableau IV.6</b> : Vérification des déplacements inter-étage selon (x-x) .....	96
<b>Tableau IV.7</b> : Vérification des déplacements inter-étage selon (y-y).....	97
<b>Tableau IV.8</b> : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.....	97
<b>Tableau IV.9</b> : section des poteaux.....	98
<b>Tableau IV.10</b> : participation massique du modèle final. ....	98
<b>Tableau IV.11</b> : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (x-x).....	99
<b>Tableau IV.12</b> : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (y-y).....	100
<b>Tableau IV.13</b> : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.....	100
<b>Tableau IV.14</b> : Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle final selon l'axe xx...	101
<b>Tableau IV.15</b> : Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle final selon l'axe yy....	101
<b>Tableau IV.16.</b> : Vérification des pourcentages des efforts normaux reprise par voile.	102
<b>Tableau IV.17.</b> : Vérification des pourcentages des efforts tranchants repris les portiques sens xx.....	102
<b>Tableau IV.18</b> : vérification des pourcentages des efforts tranchants repris les portiques sens yy.....	102

## LISTE DES TABLEAUX

---

### CHAPITRE V :

<b>Tableau V. 1:</b> Contraintes du béton et de l'acier.....	104
<b>Tableau V. 2:</b> Calcul du ferrailage des poteaux.....	106
<b>Tableau V.3 :</b> Pourcentage d'armatures minimal.....	108
<b>Tableau V.4 :</b> Choix d'armatures verticales des poteaux.....	108
<b>Tableau V.5 :</b> Vérification des contraintes des poteaux (N max, M corr).....	109
<b>Tableau V. 6:</b> Vérification des contraintes des poteaux (M max, N corr).....	109
<b>Tableau V.7 :</b> Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.....	111
<b>Tableau V.8 :</b> Espacement des cadres des poteaux.....	112
<b>Tableau V.9 :</b> Choix d'armatures transversales des poteaux.....	112
<b>Tableau V.10 :</b> Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	115
<b>Tableau V.11 :</b> Choix d'armatures longitudinales des poutres principales et secondaires.....	115
<b>Tableau V.12 :</b> Contrainte tangentielle et ferrailage transversal des poutres.....	117
<b>Tableau V.13 :</b> Vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS.....	118
<b>Tableau V.14:</b> Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	120
<b>Tableau V.15 :</b> Résultats détaillés du ferrailage vertical.....	129
<b>Tableau V.16 :</b> Choix du ferrailage vertical des voiles.....	130
<b>Tableau V.17:</b> Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles.....	130
<b>Tableau V.18:</b> Résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles.....	130
<b>Tableau V.19:</b> Choix du ferrailage vertical des voiles.....	131
<b>Tableau V.20 :</b> vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles.....	131
<b>Tableau V.21:</b> résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles.....	132
<b>Tableau V. 22 :</b> Suite de tableau 27.....	132

## LISTE DES TABLEAUX

---

<b>Tableau V.23:</b> choix du ferrailage vertical des voiles.....	132
<b>Tableau V.24:</b> Vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles.....	133
<b>Tableau V.25 :</b> résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles.....	135
<b>CHAPITRE VI :</b>	
<b>Tableau VI.1 :</b> Sections des semelles filantes.....	140
<b>Tableau VI.2 :</b> Choix la hauteur de nervure.....	145
<b>Tableau VI.3 :</b> caractéristiques géométriques du radier.....	145
<b>Tableau VI.4:</b> Contraintes sous le radier à l'ELU.....	148
<b>Tableau VI.5:</b> Contraintes sous le radier à l'ELS.....	148
<b>Tableau VI.6:</b> Calcul des moments à l'ELU.....	151
<b>Tableau VI.7:</b> Calcul des moments à l'ELS.....	151
<b>Tableau VI.8:</b> Ferrailage des panneaux du radier.....	152
<b>Tableau VI.9 :</b> Vérification des contraintes (radier).....	152
<b>Tableau VI.10 :</b> Ferrailage des nervures sens (y-y).....	153
<b>Tableau VI.11 :</b> Ferrailage des nervures sens (x-x).....	154
<b>Tableau VI.12:</b> Vérification des contraintes (Nervure).....	154
<b>Tableau VI.13 :</b> choix des armatures transversales.....	155
<b>Tableau VI.14 :</b> Ferrailage du débord.....	157
<b>Tableau VI.15:</b> Vérification des contraintes du débord.....	158
<b>Tableau VI.16 :</b> Ferrailage du Voile Périphérique.....	161
<b>Tableau VI.17:</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	163

## LISTE DES FIGURES

---

<b>Figure I.1</b> : Diagramme déformation ELU.....	7
<b>Figure I.2</b> : diagramme contraintes déformation a ELU. ....	8
<b>Figure II.1</b> : composition de plancher corps creux.....	12
<b>Figure II.2</b> : panneau de dalle plein .....	12
<b>Figure II.3</b> : Les composants d'un plancher terrasse inaccessible .....	16
<b>Figure II.4</b> : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.....	16
<b>Figure II.5</b> : Les composants d'une dalle plein .....	17
<b>Figure II.6</b> : le schéma de plan. ....	20
<b>Figure II.7</b> : Surface d'influence pour le poteau le plus sollicité .....	21
<b>Figure II.8</b> : Surface d'influence pour le poteau d'angle le plus sollicité.....	22
<b>Figure II.9</b> :Surface d'influence pour le poteau de rive le plus sollicité .....	24
<b>Figure II.10</b> : Coupe d'élévation de voile .....	31
<b>Figure III.1</b> : pré dimensionnement des poutrelles.....	33
<b>Figure III.2</b> : Les différent type des poutrelles .....	35
<b>Figure III.3</b> : poutrelle type 1.....	38
<b>Figure III.4</b> : schéma de calcul les efforts.....	40
<b>Figure III.5</b> : poutrelle type 2.....	42
<b>Figure III.6</b> : poutrelle type 3.....	44
<b>Figure III.7</b> : schéma des poutrelles.....	46
<b>Figure III.8</b> : schéma de ferrailage des poutrelles.....	50
<b>Figure III.9</b> : schéma Treillis soudé.....	52
<b>Figure III.10</b> : schéma statique des charges de Balcon .....	54
<b>Figure III.11</b> : schéma statique de balcon.....	54
<b>Figure III.12</b> : Ferrailage du balcon .....	57
<b>Figure III.13</b> : Coupe verticale de l'acrotère .....	58
<b>Figure III.14</b> : Diagramme des efforts internes.....	58
<b>Figure III.15</b> : Schéma statique de calcul de l'acrotère.....	60
<b>Figure III.16</b> : Ferrailage de l'acrotère.....	65
<b>Figure III.17</b> : schéma statique escaliers.....	69
<b>Figure III.18</b> : Coupe sur paillasse.....	67
<b>Figure III.19</b> : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec palier de repos.....	69
<b>Figure III.20</b> : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU .....	69
<b>Figure III.21</b> : Diagramme des moments à l'ELU.....	70

## LISTE DES FIGURES

---

<b>Figure III.22</b> : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS .....	70
<b>Figure III.23</b> : Diagramme des moments à l'ELS.....	70
<b>Figure III.24</b> : Section d'escalier à ferrailer.....	71
<b>Figure III.25</b> : Ferrailage de la paillasse.....	75
<b>Figure III.26</b> :Ferrailage de volée 2.....	75
<b>Figure III.27</b> : Schéma statique de la poutre palière .....	76
<b>Figure III.28</b> : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	81
<b>Figure IV.1</b> : Spectre de réponse.....	88
<b>Figure IV.2</b> : Vue en 3D du modèle initial.....	91
<b>Figure IV.3</b> : Vue en plan du modèle initial.....	91
<b>Figure IV.4</b> : Vue en 3D du modèle 1.....	93
<b>Figure IV.5</b> : Vue en plan du modèle 1.....	93
<b>Figure IV.6</b> : Vue en 3D du modèle final.....	97
<b>Figure IV.7</b> : Vue en plan du modèle final.....	98
<b>Figure V.1</b> : schéma de ferrailage des poteaux.....	113
<b>Figure V.2</b> : Arrêt des barres.....	121
<b>Figure V.3</b> : Schéma de ferrailage des poutres porteuses et non porteuses. ....	122
<b>Figure V. 4</b> : Disposition des voiles avec numérotation.....	125
<b>Figure V. 5</b> : Exemple de ferrailage du voile RDC (L= 2,50 m) sens y.....	135
<b>Figure V. 6</b> : Exemple de ferrailage du voile RDC (L= 2,00 m) sens y.....	136
<b>Figure V. 7</b> : Exemple de ferrailage du voile RDC (L <sub>1</sub> = 1.40 m) sens x.....	136
<b>Figure V.8</b> : Exemple de ferrailage du voile RDC (L <sub>2</sub> = 1.40 m) sens x .....	136
<b>Figure VI.1</b> : semelles isolée sous poteaux .....	139
<b>Figure VI.2</b> : Semelles filantes.....	140
<b>Figure VI.3</b> : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	141
<b>Figure VI.4</b> : Schéma statique du bâtiment.....	146
<b>Figure VI.5</b> : Contraintes sous le radier.....	147
<b>Figure VI.6</b> : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité.....	151
<b>Figure VI.7</b> : Ferrailage de la Dalle du Radier.....	153
<b>Figure VI .8</b> : Ferrailage des nervures du sens X-X.....	156
<b>Figure VI.9</b> : Ferrailage des nervures du sens Y-Y.....	156
<b>Figure VI.10</b> : Schéma statique du débord.....	157
<b>Figure VI.11</b> : Diagramme des Moments.....	157

## LISTE DES FIGURES

---

<b>Figure VI.12:</b> Ferrailage du Débord.....	159
<b>Figure VI.14 :</b> schéma de ferrailage de longrine .....	160
<b>Figure VI.15 :</b> Ferrailage du Voile Périphérique.....	162
<b>Figure VI.13 :</b> Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité .....	165

## LISTE DES SYMBOLES

---

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone, coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\phi$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $\varphi$  : Angle de frottement.
- $C$  : Cohésion.
- $\bar{q}$  : Capacité portante admissible.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne.
- $G$  : Charge permanente.
- $\xi$  : Déformation relative.
- $V_0$  : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$  : Effort tranchant ultime.
- $T$  : Effort tranchant, Période.
- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement..
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $\bar{f}$  : Flèche admissible.
- $D$  : Fiche d'ancrage.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $d$  : Hauteur utile.
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $M_a$  : Moment sur appuis.

## LISTE DES SYMBOLES

---

- $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.
- $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.
- $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- $M$  : Moment, Masse.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $P$  : Rayon moyen.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- $K$  : Coefficient de raideur de sol.
- $\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- $Y$  : Position de l'axe neutre.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène.

## INTRODUCTION

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions.

Après le séisme du 21 Mai 2003 de BOUMERDES, des études faites par des experts ont abouti à des modifications du Règlement Parasismique Algérien. L'une de ces modifications était d'élargir l'utilisation des voiles pour le contreventement des bâtiments.

Dans le cadre de notre projet nous avons procédé au calcul d'un bâtiment RDC+8+entre sol à usage d'habitation et commerce implanté dans la willaya de Tipaza (Zone III). Nous procéderons comme suit :

- Le premier chapitre portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition de ces différents éléments et le choix des matériaux à utiliser,
- Le deuxième sera le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment,
- En suite le calcul des éléments secondaire de notre construction (l'acrotère, balcon, l'escalier et les planchers),
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS 20.3.0 afin d'aboutir un modèle final,
- Le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) a été déterminé avec le logiciel SOCOTEC et EXPERT, fondé sur les résultats du logiciel ETABS 20.3.0, l'objectif du cinquième chapitre,
- Nous finalisons notre étude par le dimensionnement et le calcul de la fondation du bâtiment suivi par une conclusion générale qui résume notre étude.

# **CHAPITRE I**

## **Présentation de l'ouvrage et choix des matériaux**

## I.1 Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé est une étape nécessaire et importante pour un ingénieur afin d'obtenir une structure stable tous ont assurant la sécurité et l'économie. L'objectif de cette étude est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les des matériaux utilisés.

## I.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est un bâtiment constitué d'un Rez-De- Chaussée(RDC) et un entre sol plus plus 8 étages à usage multiple ; l'entre sol est à usage commercial et les autres étages à usage d'habitation. Le bâtiment est implanté dans la wilaya de Tipaza qui est classée comme une région de forte sismicité (ZONE III) selon le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003. La stabilité de cet ouvrage est assurée par un système de contreventement mixte voiles- portique. Le bâtiment est construit sur un sol meuble S3 avec une contrainte admissible du sol  $\delta_s=2$  bars avec un ancrage de 4.00 mètres par rapport au terrain naturel (selon un rapport de sol). L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2. Notre étude est conforme aux exigences des règlements à savoir :

- ✚ Le règlement technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivantes la méthode des états limites« **BAEL 91 révisées en 99**».
- ✚ Le règlement de conception et de calcul des structures en béton armée.
  - Le règlement parasismique « **RPA 99 version 2003**».

## I.3 Caractéristiques géométriques dès l'ossature

- Longueur du bâtiment : .....24 .68m .
- Largeur du bâtiment : ..... 24.45m.
- La hauteur de entre sol : .....3.06 m.
- Hauteur de l'étage courant : ..... 3.06 m.
- Hauteur total du bâtiment .....30.6m .

## I.4 Les différents éléments de la structure

**Ossature** : C'est une ossature mixte voiles portique.

**Choix de système porteur** : La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicité par:

- Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.
- Les efforts horizontaux dus au séisme. Lorsque la hauteur dépasse 17m, le RPA 99 V 2003 préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux

**L'infrastructure :** elle est réalisée en béton armé en assurant :

- La transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- Limitation des tassements différentiels.
- Encastrement de la structure dans le sol

**Les planchers :** Les planchers sont des éléments horizontaux disent « diaphragme » qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permettent la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

Pour notre cas, nous avons utilisé (2) deux types de planchers:

- Plancher à corps creux pour tous les étages.
- Plancher à dalle pleine pour les balcons et les escaliers.

**La maçonnerie :**

- Les murs extérieurs : sont en deux parois en briques creuses, séparées par un vide de 5cm pour l'isolation phonique, l'épaisseur du mur extérieur est  $e = 15 + 5 + 10 = 30\text{cm}$
- Les murs intérieurs : (cloisons) sont en brique creuses, l'épaisseur est  $e = 10\text{cm}$

**Les escaliers :** Les escaliers sont des éléments secondaires dans la structures servent à faciliter les déplacements verticaux entre les étages, dans notre cas on utilise un seul type d'escalier (escalier droit avec 3volet et 2 palier de repos intermédiaire).

**Les balcons :** ils sont réalisés en dalle pleine.

**Revêtement :**

- Carrelage d'épaisseur 02cm pour les planchers et les escaliers,
- Plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds,
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs,
- Céramique pour les salles d'eau.

**L'Acrotère :** Au niveau de la terrasse (inaccessible), le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé (de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur), encastré a la base de bâtiment.

## **I.5 Caractéristique mécanique des matériaux**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux réglés techniques de conception et de calcul des structures en béton armé, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le **BAEL 91**, et le règlement parasismique algérien **RPA 99**

**Version 2003**

### **I.5.1 Béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction. Le béton est caractérisé par sa facilité de mise en œuvre sur chantier, sa bonne résistance à la compression et sa faible résistance à la traction.

**Résistance de béton :**

- **La résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{c_j}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm × 32cm.

La résistance a la compression varie avec le temps suivant la relation suivantes :

$$f_{c_j} = \frac{j \times f_{c_{28}}}{4.76 + 0.83j} \text{ Pour } f_{c_j} \leq 40 \text{Mpa } (j \leq 28 \text{jrs}) \quad \text{BAEL (article A.2.1.11)}$$

$$f_{c_j} = \frac{j \times f_{c_{28}}}{1.4 + 0.95j} \text{ Pour } f_{c_j} \geq 40 \text{Mpa } (j \geq 28 \text{jrs}) \quad \text{BAEL (article A.2.1.11)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de  $j$ , on a :

$$f_{c_j} = 1.1 f_{c_{28}}$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra :

Résistance caractéristique a la compression :  $f_{c28} = 30$  MPa pour les éléments structuraux

• **Résistance à la traction :**

Résistance caractéristique a la traction  $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2,4$ MPa **CBA93**  
(Article A.1.2.1.2)

**Module de déformation longitudinale du béton :**

**Module d'élasticité instantané :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée du béton est pris égal à:  $E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$

$$\text{Alors } E_{i28} = 11000\sqrt[3]{30} = 34179.56 \text{ MPa}$$

**Modules d'élasticité différée :**

Pour un chargement d'une durée d'application supérieure à 24 heures, le module de déformation différée du béton est pris égal à:

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

$$E_{v28} = 3700\sqrt[3]{30} = 11496.76 \text{ MPa}$$

**Coefficients de poisson :**

$$\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l} = \frac{\text{allongement dans le sens transversal}}{\text{raccourcissement longitudinal}}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple.

$\Delta a$  : Flambement transversal ;

$\Delta l$  : raccourcissement longitudinal ;

Le coefficient de poisson est pris égal à :

- $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations (ELU).
- $\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations (ELS).

**Poids volumique :**

On adopte la valeur  $\rho = 25$  kN/m<sup>3</sup>

**Les contraintes limites :**

**État limite ultime (E.L.U)**

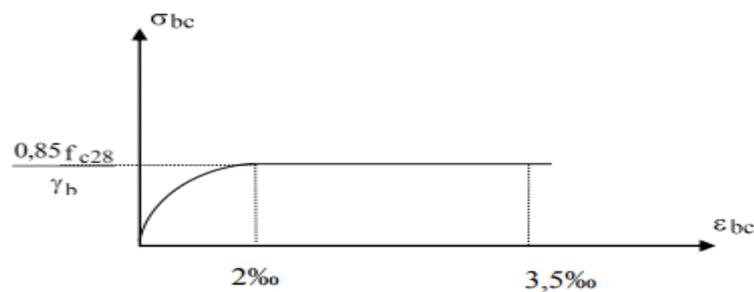
La contrainte ultime du béton en compression :  $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$

Sachant que :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_b = 1.5 & \text{En situation durable S.D.T} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{En situation accidentelle S.A} \end{array} \right.$$

Avec  $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité

$\theta$  = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \left\{ \begin{array}{ll} 1 & \text{Si : } T > 24h \\ 0.9 & \text{Si : } 1h < T < 24h \\ 0.85 & \text{Si : } T < 1h \end{array} \right.$$


**Figure I.1 :** Diagramme déformation ELU.

- Pour notre cas :  $f_{c28}=30\text{MPa}$ , on obtient :

$$f_{bu} = 17 \text{ MPa en S.D.T.}$$

$$f_{bu} = 22.17 \text{ MPa en S.A.}$$

### I.5.2 Les aciers :

Les aciers utilisés sont trois types :

- ❖ Barres à haut adhérence (H.A) pour les armatures longitudinales FeE500  $f_e = 500$  MPa,
- ❖ Barres ronds lisses (R.L) pour les armatures transversales (cadres, épingles, étriers) FeE215,  $f_e = 215\text{MPa}$ ,
- ❖ Treillis soudés (T.S) constitués par des barres ( $\emptyset 6$ ) se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

**Module d'élasticité longitudinale :**

Est près égale :  $E_s = 2 \times 10^5 [MPa]$

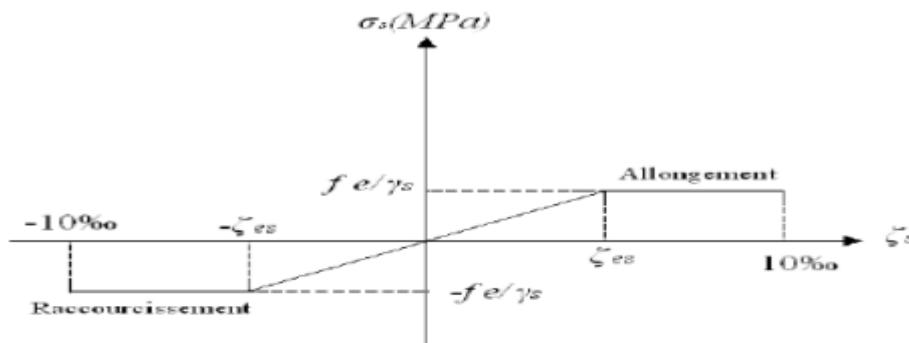
**Contraintes limites**

Contrainte de l'acier :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

**Tableau I.1** : contrainte de l'acier.

Cas	$\gamma_s$	$\sigma_s$ (Mpa)
Générale	1.15	434.78
Accidentelle	1	500

D'après le règlement [BAEL91], le diagramme des contraintes déformations à l'ELU est comme suit :



**Figure I.2** : diagramme contraintes déformation a ELU.

**Contrainte limites de traction des armatures (ELS) :**

✚ Fissuration peu préjudiciable (F.P.P) :  $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$

Dans notre cas  $\bar{\sigma}_s = 333.33 [MPa]$  .

✚ Fissuration préjudiciable(F.P) :  $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$

Dans notre cas  $\bar{\sigma}_s = 250 [MPa]$  .

✚ Fissuration très préjudiciable(F.T.P) :  $\bar{\sigma}_s = \min \{ 0.5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \}$

Dans notre cas  $\bar{\sigma}_s = 176.36 [MPa]$  .

Avec :  $\eta$  : Coefficient de fissuration  
 $\eta = 1$  Pour les ronds lisses.  
 $\eta = 1.6$  Pour les armatures haute adhérence (HA).

**Poids volumique :**

Béton armé .....  $\gamma_b = 25 \text{KN/m}^3$  .

Béton non armé .....  $\gamma_b = 22 \text{KN/m}^3$  .

Béton Acier.....  $\gamma = 78,5 \text{KN/m}^3$  .

**1.6 Hypothèses de calcul :**

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton,
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction,
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3,5 ‰** en flexion simple ou composée et à **2 ‰** dans la compression simple,
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à **10 ‰**,
- La contrainte de calcul, notée «  $\sigma_s$  » et qui est définie par la relation :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- Allongement de rupture :  **$\varepsilon_s = 10 ‰$**

# **CHAPITRE II**

## **Pre dimensionnement des éléments structuraux**

## II.1 Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies le **RPA99V2003 [1]** et du **CBA93 [2]**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés.

## II.2 Pré dimensionnement des plancher

Les planches déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, ils s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la distribution des efforts horizontaux. Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

### II.2.1 Planches en corps creux :

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

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

Avec :

**L<sub>max</sub>**: La portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nu des appuis.

**d**: Hauteur du corps creux.

**e** : La hauteur de la dalle de compression.

Donc On a :  $L_{\max} = 350$  cm

$$350/25 = 14 \text{ cm} \leq h_t \leq 350/20 = 17,5 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux d'une épaisseur de  **$h_t = 21$  cm** et en choisit des planchers à Corps-creux de type **(16+5)** avec :

16 cm : l'épaisseur de corps creux

5 cm : l'épaisseur de la dalle de compression

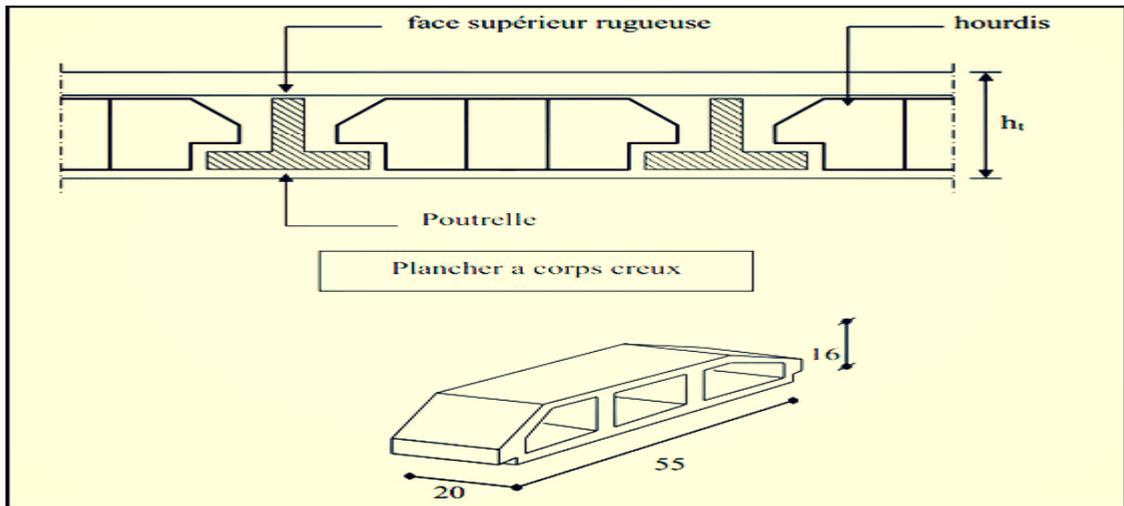


Figure II.1 : composition de plancher corps creux.

II.2.2 Dalle pleine :

Les dalles pleines sur appuis continus peuvent porter dans deux directions ou bien dans une seule.

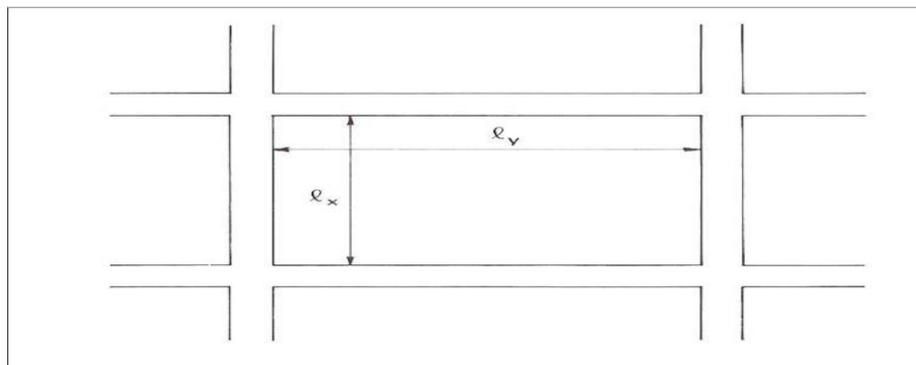


Figure II.2 : panneau de dalle plein.

- **Résistance au feu (CBA93) :**

$e_p = 07\text{cm}$  Peut assurer un coupe-feu d'une heure.

- **Isolation phonique :**

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 13cm et le confort acoustique exige une épaisseur minimale de 16 cm donc on adopte une épaisseur de :  $e_p = 15\text{cm}$ .

- **Critère de résistance :**

➤ dalle reposante sur deux appuis (deux sens) :

$$L_x = 350 \text{ cm} \rightarrow \frac{350}{35} \leq e_p \leq \frac{350}{30} \rightarrow 10 < e_p < 11.67 \rightarrow \text{en prende donc } e_p = 15\text{cm}$$

➤ Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{350}{50} \leq e_p \leq \frac{350}{40} \rightarrow 7 < e_p < 8,75 \rightarrow e_p = 10 \text{ cm}$$

$e_p$ : Epaisseur de la dalle (cm).

$L_x$  : La plus grande portée mesurée entre nus des appuis (cm).

Donc on a prendre  $e_p = 15 \text{ cm}$

### II.3 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres de notre structure sont des éléments en béton armé, de sections rectangulaires, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers. Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules données par le **BAEL 91 révisée 99[3]** et vérifiées par la suite selon le **RPA 99 / version 2003[1]**. D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, deux types de poutres sont distingués.

**Nous choisissons :**

- ❖ Le sens longitudinal (parallèle à Y-Y) comme sens porteur.
- ❖ Les poutrelles des planchers à corps creux sont (parallèles à X-X).

✚ **Les poutres principales :**

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent

- Elles relient les poteaux.
- Elles supportent la dalle.

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

Avec :  $L_{max}$ : longueur libre entre nus d'appuis  $\Rightarrow L_{max} = 5,15 \text{ m}$

$h_t$  : Hauteur totale de la poutre

$$34,33 \text{ cm} \leq h \leq 51,5 \text{ cm}$$

on prend  **$h = 40 \text{ cm}$** .

$$0,3 \times h \leq b \leq 0,7 \times h$$

Vérifier d'après **RPA99 / version 2003 << Art 7.5.1 >>** :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \\ b \geq 20 \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec :  $L_{max}$  : Longueur de la poutre ayant la plus grande portée.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

**Tableau II.1 : Hauteur des poutres principales.**

$L_{max}(cm)$	$\frac{L_{max}}{15}(cm)$	h (cm)	$\frac{L_{max}}{10}(cm)$
515	34,33	40	51,5

On adopte h=40 cm.

**Tableau II.2 : La largeur des poutres principales.**

h (cm)	0.3h (cm)	b (cm)	0.7h (cm)
40	12	30	28

On adopte b=30 cm.

La vérification selon le RPA99/ver 2003 :

- h=40 > 30.....CV
- b=30 > 20 .....CV
- $\frac{h}{b} = 1.33 < 4$ .....CV

- La vérification de rigidité :

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{397} = 0.1$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

Donc :  $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$  ..... CV

Alors la dimension de poutre principale est : **(40\*30) cm**

**✚ Pré-dimensionnement des poutres secondaires :**

**Tableau II.3 : Hauteur des poutres secondaire.**

$L_{max}(cm)$	$\frac{L_{max}}{15}(cm)$	h (cm)	$\frac{L_{max}}{10}(cm)$
350	23,33	35	35

On adopte h=35 cm.

**Tableau II.4 :** La largeur des poutres principales.

h (cm)	0.3h (cm)	b (cm)	0.7h (cm)
35	10.5	30	24.5

On adopte b=30 cm.

La vérification selon le RPA99/ver 2003 :

- h =35 > 30 ..... CV
- b = 30 >20..... CV
- $\frac{h}{b} = 1.17 < 4$ .....CV

✓ La vérification de rigidité :

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{340} = 0.102$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

Donc :  $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$  .....CV

Alors la dimension de poutre secondaire est : **(35\*30) cm.**

## II.4 Évaluation des charges permanentes et surcharges d’exploitations

### II.4.1 Charges permanentes :

#### ✚ Plancher Terrasse :

**Tableau II.5 :** Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon roulé	0,05	18	0.9
2	Etanchéité multicouche	0,02		0.12
3	Forme de pente	0,1	22	2.2
4	Isolation thermique	0,04	4	0.16
5	Plancher (16+5)	0,16+0,5	/	3,05
6	Enduit plâtre	0,02	10	0.20
TOTAL				6.63

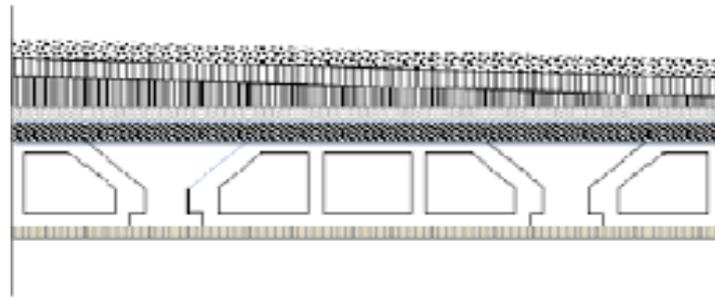


Figure II.3 : Les composants d'un plancher terrasse inaccessible.

✚ Étage courant :

Tableau II.6 : Charges permanentes du plancher corps creux.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Cloisons légères	/	/	1
5	Plancher (16+5)	0,16+0,5	/	3,05
6	Enduit au plate	0,02	10	0,20
TOTAL				5.59

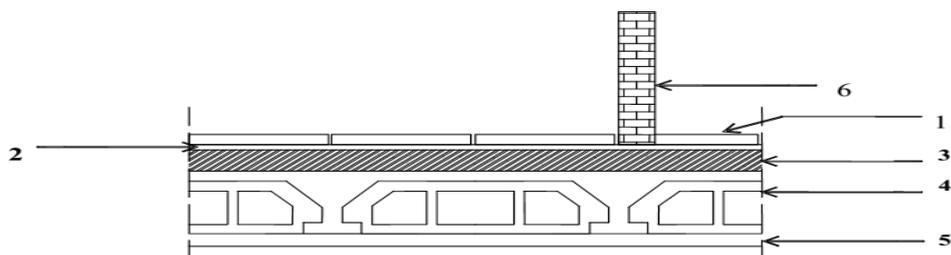


Figure II.4 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

✚ Maçonnerie :

Mur extérieur a double cloison :

Tableau II.7 : Charges permanentes du mur double cloison.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduite intérieure au plâtre	0,02	10	0.20
2	Brique creuses	0,10	9	0.90
3	Lame d'air	0,05	/	0
4	Brique creuses	0.15	9	1.35
5	Enduit extérieur au ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				2.81

✚ Dalle pleine :

Tableau II.8 : Charges permanentes de dalle pleine.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0.44
2	Mortier de pose	0,03	20	0.6
5	Plancher plein	0.15	25	3.75
6	Enduit de ciment	0,02	18	0.36
TOTAL				5,15

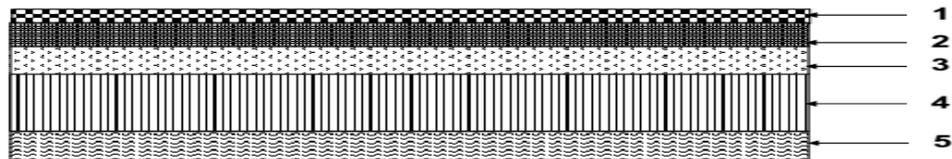


Figure II.5 : Les composants d'un dalle pleine.

II.4.2 Charge d'exploitation :

Tableau II.9 : les différentes charges d'exploitation.

Niveau	Usage	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	Inaccessible	1
Etage courant	Habitation	1.5
Balcon	/	3.5
Escalier	/	2.5
Entre sol	/	5

## II.5 Pré-dimensionnement des poteaux

### II.5.1 Définition :

Les poteaux sont des éléments porteurs. Ils reprennent les charges et les surcharges des différents niveaux pour les transmettre au sol par les fondations et à participer au contreventement des bâtiments.

### II.5.2 Principe :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en considérant que ces derniers travaillent à la compression simple centrée. On procédera par la descente de charge puis par la loi de dégression de la surcharge d'exploitation en choisissant les poteaux les plus sollicités (défavorables) de la structure (un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle).

### II.5.3 Étapes de pré dimensionnement (calcul) :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau,
  - Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau,
  - La section du poteau est alors calculée à l'état limite ultime (ELU) vis-à-vis de la Compression simple du béton selon le « **BAEL 91 modifié 99** ».
  - La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « **RPA99 version 2003** » [2],
- Ces poteaux doivent satisfaire le critère de stabilité au flambement et le critère de résistance

#### Critère de résistance (Selon B.A.E.L 91 R 99) :

$$N_u = \alpha \left[ B_r \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_b} \right] \quad \text{ou} \quad N_u \geq \frac{1}{\beta} \left[ \frac{B_r \times f_{bc}}{0.9} + 0.85 \times A \times \sigma_{s10}' \right]$$

Avec :

- $N_u$  : effort normal ultime de compression,  $N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$  ;
- $A$  : La section d'acier comprimé pris en compte dans le calcul
- $B_r$  : Section réduite du poteau, obtenue en réduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie. «  $B_r = (a-2cm) \times (b-2cm)$  ».
- Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).  $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \end{cases}$
- Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.  $\begin{cases} f_{c28} = 30 MPa \\ F_e = 500 MPa \end{cases}$
- $\alpha$  : coefficient fonction de l'élancement mécanique :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

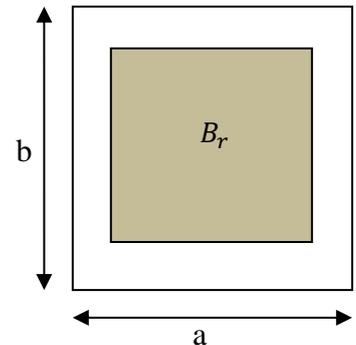
- $\lambda$  : L'élancement géométrique.

On choisi un élancement mécanique  $\lambda = 35$  pour que l'hypothèse des compressions centrées Soit toujours vérifiée d'ou :

Coefficient fonction d'élancement du poteau a calcul :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0,708$$

Donc : 
$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \times \frac{A_{s'}}{B_r} \times \delta_{s10}}$$



**Critère de flambement :**

- Calcul de la longueur de flambement  $L_f$  :  
 Le règlement **BAEL** défini la longueur de flambement  $L_f$  comme suit :  
 ✚  $l_f = 0.7 * l_0$ : si le poteau est encasté articuler à ses extrémités et sa longueur est  $l_0$ .  
 ✚  $l_0$  dans les autres cas.

Pour tous les étages  $l_0 = 3.06$  donc  $l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$ .

$$a \geq \frac{l_f}{10} = 21.42 \text{ cm}$$

**Application :**

$$\beta = 1.2 \quad ; \quad \frac{A}{B_r} = 1\% \quad ; \quad f_{bc} = \frac{0.85}{\gamma_b} \times f_{c28} = 17 \text{ Mpa} \quad ;$$

$$\delta_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 \text{ Mpa}$$

$$B_r \geq \frac{1.2 \times N_u}{18.89 + 0.85 \times 0.01 \times 434.78} = 0.053 N_U$$

$$b \geq \frac{0.053 N_U}{a - 0.02} + 0.02 \rightarrow (b - 0.02)(a - 0.02) \geq 0.053 N_U \rightarrow B_r \geq 0.053 N_U$$

$$a = b = \sqrt{B_r} + 0.02 (m)$$

**Descente des charges :**

Rôle de la descente de charge :

- Evaluation des charges permanente G et surcharge d'exploitation Q revenant aux poteaux, voiles.
- Vérification de la section des éléments porteurs.

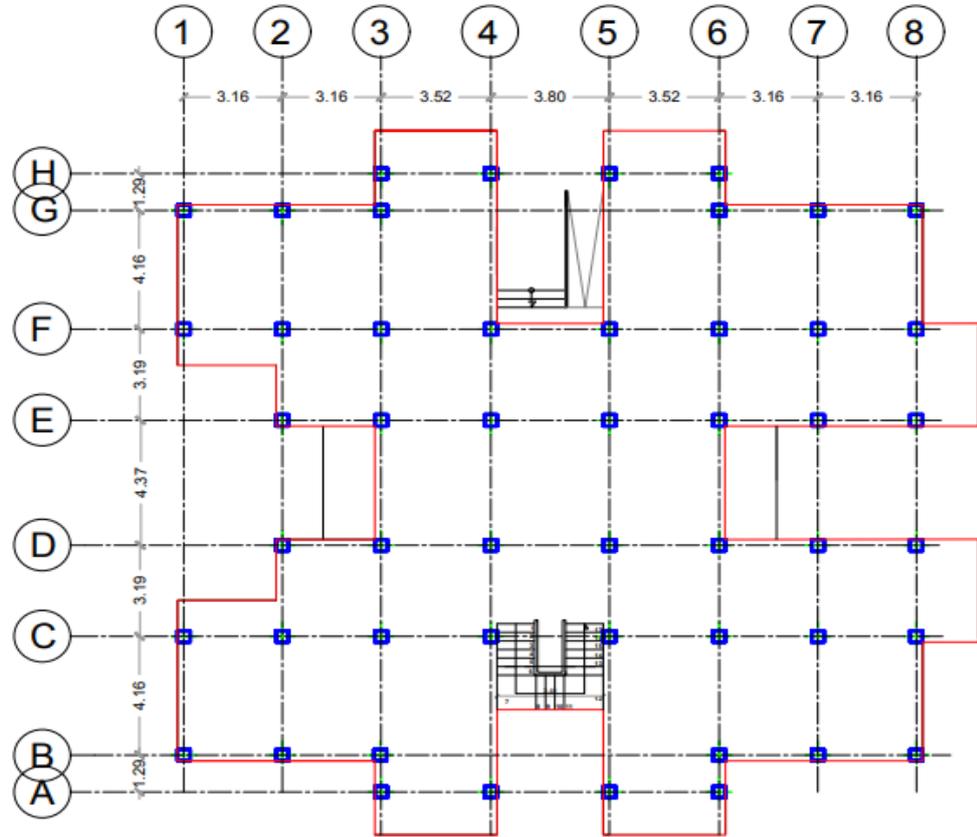


Figure II.6 : le schéma de plan.

Tableau II.10 : les surfaces d'influence des différents poteaux.

Poteau centrale	Surface (m <sup>2</sup> )	Poteau de rive	Surface (m <sup>2</sup> )	Poteau d'angle	Surface (m <sup>2</sup> )
C-2	8.08	B-2	6.75	C-1	3.6
F-2	8.08	G-2	6.75	D-1	7.27
B-3	11.31	H-3	8.0395	E-1	7.27
C-3	12.27	G-4	6.75	F-1	3.6
D-3	13.45	G-5	6.75	A-2	3.29
E-3	13.45	H-6	8.0395	H-2	3.29
F-3	12.27	B-7	6.75	B-4	2.52
G-3	11.61	G-7	6.75	H-4	4.75
C-4	9.17			A-3	5.498
D-4	13.83			B-5	2.52
E-4	13.83			H-5	4.75
F-4	9.17			A-6	5.498

C-5	9.17			A-7	3.29
D-5	13.83			H-7	3.29
E-5	13.83			C-8	3.6
F-5	9.17			D-8	7.27
B-6	11.31			E-8	7.27
C-6	12.27			F-8	3.6
D-6	9.49				
E-6	9.49				
F-6	12.27				
G-6	11.61				
C-7	8.08				
F-7	8.08				

- Poteau central D-4 (et E-5 ; D-5 ; E-4 ) :

Surface dès les étages courant :

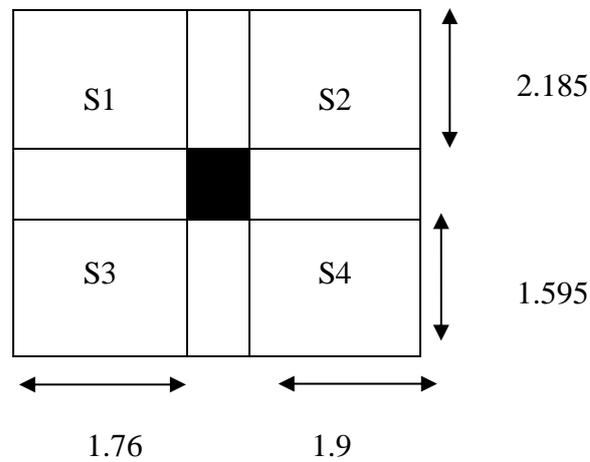


Figure II.7 : Surface d’influence pour le poteau le plus sollicité

La surface du plancher supportée par le poteau  $S_p$

$$S_p = (2.185 + 1.595) \times (1.76 + 1.9) = 13.83 \text{ m}^2$$

Tableau II.11 : Surface reprise par central poteau.

Type de poteau	Surface (m <sup>2</sup> )
Poteau centrale	13.83

Les charges permanentes :

Poids propre des poutres :

$$L_1 = (2.185 + 1.595) - 0.4 = 3.38 \text{ m} \quad ; \quad L_2 = 1.76 + 1.9 = 3.66 \text{ m} ;$$

- $p_p = b * h * L * \rho_{beton} = 0.3 \times (0.4 - 0.21) \times 25 \times 3.38 = 4,82\text{KN}$
- $p_s = b * h * L * \rho_{beton} = 0.3(0.35 - 0.21) \times 25 \times 3.66 = 3,843\text{KN}$

**Poids propre des poteaux :**

$H_e$ : La hauteur de poteau

$$H_e = H_{\text{totale}} - h_{\text{poutre}}$$

- Le RDC :  $H_e = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m}$

$$p_{\text{poteau}} = b * b * H_e * \rho_{\text{beton}} = 0.3 \times 0.3 \times 2.66 \times 25 = 5,99 \text{ KN}$$

**Poids propre des planchers :**

- Terrasse :

$$P_{p \text{ ter}} = 6.63 \times 13.83 = 91,69 \text{ KN}$$

- étage courant :

$$P_{EC} = 5.59 \times 13.83 = 77.31 \text{ KN}$$

**Les charges permanentes :**

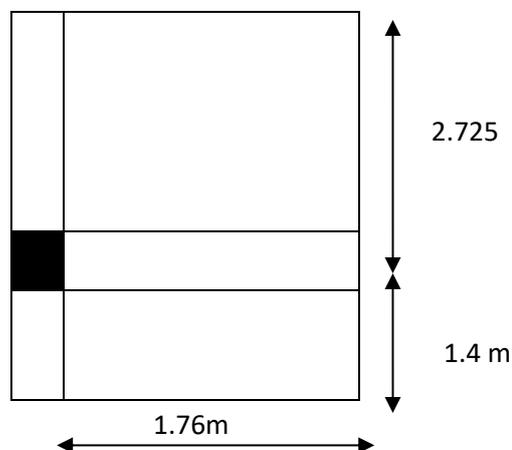
$$G_{\text{terrasse}} = p_p + p_{\text{poteau}} + p_s + P_{p \text{ ter}} = 4,82 + 5,99 + 3,84 + 91,69 = 106,34 \text{ KN}$$

$$G_{EC} = p_p + p_{\text{poteau}} + p_s + P_{p \text{ EC}} = 5.07 + 5,99 + 4.12 + 77.31 = 92,49 \text{ KN}$$

- **Poteau d'angle D-1 (E-1 ; D-8 ; E-8) :**

**Surface des étages courant :**

La surface du plancher supportée par le poteau :  $S_p = 1.76 \times (1.4 + 2.725) = 7.26 \text{ m}^2$



**Figure II.8 :** Surface d'influence pour le poteau d'angle le plus sollicité.

**Tableau II.12** : Surface reprise par poteau d'angle.

Type de poteau	Surface (m <sup>2</sup> )
Poteau d'angle	7.26

**Les charges permanentes :****Poids propre des poutres :**

$$L_2 = 1.76 \text{ m} ; L_1 = 2.725 - 0.2 = 2.525 \text{ m}$$

- $p_p = b * h * L * \rho_{beton} = 0.3 \times (0.4 - 0.21) \times 25 \times 2.525 = 3.6 \text{ KN}$
- $p_s = b * h * L * \rho_{beton} = 0.3(0.35 - 0.21) \times 25 \times 1.76 = 1.85 \text{ KN}$

**Poids propre des poteaux :**

$H_e$ : La hauteur de poteau

$$H_e = H_{totale} - h_{poutre}$$

- Le RDC

$$H_e = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m}$$

$$p_{poteau} = b * b * H_e * \rho_{beton} = 0.3 \times 0.3 \times 2.66 \times 25 = 5,99 \text{ KN}$$

$$G_{mur} = (2.525 \times (3.06 - 0.4) \times 2.81) + 1.56 \times (3.06 - 0.4) \times 2.81 = 30.53 \text{ KN}$$

$$G_{acrotre} = 2.169 \times (2.725 + 1.4 + 1.76) = 12.76 \text{ KN}$$

**Poids propre des planchers :**

- Terrasse

$$P_{p \text{ ter}} = (6.63 \times 4.796) + (6.11 \times 2.464) = 46,85 \text{ KN}$$

- étage courant

$$P_{p \text{ EC}} = (4.796 \times 5.59) + (6.11 \times 2.464) = 41,86 \text{ KN}$$

**Les charges permanentes :**

$$G_{terrasse} = p_p + p_{poteau} + p_s + P_{p \text{ ter}} + G_{acrotre} = 3.6 + 5,99 + 1.85 + 46,85 + 12.76$$

$$G_{terrasse} = 71,05 \text{ KN}$$

$$G_{EC} = p_p + p_{poteau} + p_s + P_{p \text{ EC}} + G_{mur} = 3.6 + 10.64 + 1.85 + 41,86 + 30.53$$

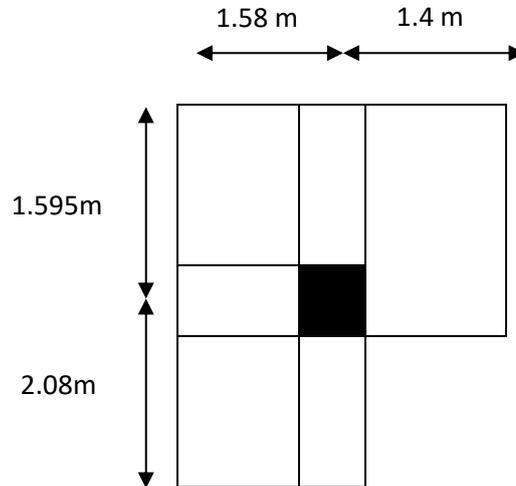
$$G_{EC} = 88,48 \text{ KN}$$

**Poteau de rive H3 (et H6) :**

**Surface des étages courant :**

La surface du plancher supportée par le poteau  $S_p$

$$S_p = (1.58 + 1.4) \times 1.595 + (2.08 \times 1.58) = 8.0395\text{m}^2$$



**Figure II.9:** Surface d’influence pour le poteau de rive le plus sollicité.

**Tableau II.13 :** Surface reprise par poteau de rive.

Type de poteau	Surface (m <sup>2</sup> )
Poteau de rive	8.0395

**Les charges permanentes :**

**Poids propre des poutres :**

$$L_1 = (1.595 + 2.08) - 0.4 = 3.275\text{m} \quad ; \quad L_2 = 1.58 \text{ m} .$$

- $p_p = b * h * L * \rho_{beton} = 0.3 \times (0.4 - 0.21) \times 25 \times 3.275 = 4.67\text{KN}$
- $p_s = b * h * L * \rho_{beton} = 0.3(0.35 - 0.21) \times 25 \times 1.58 = 1.66 \text{ KN}$

**Poids propre des poteaux :**

$H_e$ : La hauteur de poteau

$$H_e = H_{totale} - h_{poutre} .$$

- Le RDC :

$$H_e = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m}$$

$$p_{\text{poteau}} = b * b * H_e * \rho_{\text{beton}} = 0.3 \times 0.3 \times 2.66 \times 25 = 5,99 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur}} = 2.81 \times 3.275 \times 2.66 = 24.479 \text{ KN}$$

$$G_{\text{acrotère}} = 2.169 \times (1.595 + 1.4 + 2.08) = 11.01 \text{ KN}$$

### Poids propre des planchers :

- Terrasse

$$P_{\text{p ter}} = (6.63 \times 5.81) + (6.11 \times 2.23) = 52,15 \text{ KN.}$$

- étage courant

$$P_{\text{p EC}} = (5.8 \times 5.59) + (6.11 \times 2.23) = 46,05 \text{ KN}$$

### Les charges permanentes :

$$G_{\text{terrasse}} = p_p + p_{\text{poteau}} + p_s + P_{\text{p ter}} + G_{\text{acrotère}} = 5,99 + 4.67 + 1.66 + 52,15 + 11.01 = 75,48 \text{ KN}$$

$$G_{\text{EC}} = p_p + p_{\text{poteau}} + p_s + P_{\text{p EC}} + G_{\text{mur}} = 4.67 + 5,99 + 1.66 + 46,05 + 24.479$$

$$G_{\text{EC}} = 82,85 \text{ KN}$$

### Dégression des charges d'exploitation :

#### Loi de dégression des charges d'exploitations en fonction du nombre d'étages :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (5), on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges défient à chaque étage de 10 % jusqu'à  $\frac{3+n}{2n}$ . Les règles « **BAEL 91 modifié 99** » nous imposent d'appliquer la dégression des sur charges d'exploitation (Q)

#### Pour $n \geq 5$

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

n : Nombre d'étage.

$Q_0$  : La charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  : Les charges d'exploitation des plancher courants .

**Tableau II.14 :** dégression des Charges d’exploitation.

Niveaux	Charge d’exploitatio n	La valeur des charges	$\Sigma$ charges d’exploitation	$\Sigma$ des charges d’exploitat ion
Terrasse	$Q_0$	1	$Q_0$	1
8	$Q_1$	1.5	$Q_0 + Q$	2.5
7	$Q_2$	1.5	$Q_0 + Q + 0.9Q$	3.85
6	$Q_3$	1.5	$Q_0 + Q + 0.9Q + 0,8Q$	5.05
5	$Q_4$	1.5	$Q_0 + Q + 0.9Q + 0,8Q + 0,7Q$	6,1
4	$Q_5$	1.5	$Q_0 + Q + 0.9Q + 0,8Q + 0,7Q + 0,6Q$	7
3	$Q_6$	1.5	$Q_0 + Q + 0.9Q + 0,8Q + 0,7Q + 0,6Q + 0,5Q$	7.75
2	$Q_7$	1.5	$Q_0 + Q + 0.9Q + 0,8Q + 0,7Q + 0,6Q + 0,5Q + 0,5Q$	8.5
1	$Q_8$	1.5	$Q_0 + Q + 0.9Q + 0,8Q + 0,7Q + 0,6Q + 0,5Q + 0,5Q + 0,5Q$	9.25
RDC	$Q_9$	1,5	$Q_0 + Q + 0.9Q + 0,8Q + 0,7Q + 0,6Q + 0,5Q + 0,5Q + 0,5Q + 0,5Q$	10

➤ **Dégression pour les différents poteaux :**

**Tableau II.15 :** dégression des différent charge d’exploitation dans différent étages.

Niveaux	Poteaux central S=13.83m <sup>2</sup>		Poteaux de rive S=8.0395m <sup>2</sup>		Poteaux d’angle S=7.26m <sup>2</sup>	
	Coefficient	Q cumulée (KN)	Coefficient	Q cumulée (KN)	Coefficient	Q cumulée (KN)
Terrasse	1	13.83	1	8.0395	1	7.26
8	2.5	34.575	2.5	20.099	2.5	18 .15
7	3.85	53.25	3.85	30.95	3.85	27.95

6	5.05	69.84	5.05	40.599	5.05	36.66
5	6,1	84.36	6,1	49.04	6,1	44.29
4	7	96.81	7	56.28	7	50.82
3	7.75	107.18	7.75	62.31	7.75	56.27
2	8.5	117.56	8.5	68.34	8.5	61.71
1	9.25	127,93	9.25	74.37	9.25	67.155
RDC	10	138,3	10	80,4	10	72,7

➤ **Charge permanente :**

**Tableau II.16 :** descente de charge permanent.

Niveau	Poteaux central S=23.57m <sup>2</sup>		Poteaux de rive S=17.73		Poteaux d'angle S=7.21m <sup>2</sup>	
	G(KN)	<i>G<sub>cumuleé</sub></i>	G(KN)	<i>G<sub>cumuleé</sub></i>	G(KN)	<i>G<sub>cumuleé</sub></i>
8	198,83	198,83	158,33	158,33	159,53	159,53
7	92,49	291,32	82,85	241,18	88,48	248,01
6	92,49	383,81	82,85	324,03	88,48	336,49
5	92,49	476,63	82,85	406,88	88,48	424,97
4	92,49	568,79	82,85	489,73	88,48	513,45
3	92,49	661,28	82,85	572,58	88,48	601,93
2	92,49	753,77	82,85	655,43	88,48	690,41
1	92,49	846,26	82,85	738,28	88,48	778,89
RDC	92,49	938,75	82,85	821,13	88,48	867,37
Entre sol	92,49	1031,24	82,85	903,98	88,48	955,85

- $N_u = 1.35G + 1.5Q$

Tableau II.17 : combinaison des charges a ELU.

N	Poteau centrale			Poteau d'angle			Poteau de rive		
	$G_{cumulee}$ (KN)	$Q_{cumulee}$ (KN)	$N_U$ (KN)	$G_{cumulee}$ (KN)	$Q_{cumulee}$ (KN)	$N_U$ (KN)	$G_{cumulee}$ (KN)	$Q_{cumulee}$ (KN)	$N_U$ (KN)
8	198,83	13.83	289,17	159,53	7.26	226,26	158,33	8.0395	225,8
7	291,32	34.575	445,145	248,01	18 .15	362,04	241,18	20.099	355,74
6	383,81	53.25	598,02	336,49	27.95	496,19	324,03	30.95	483,87
5	476,63	69.84	748,21	424,97	36.66	628,69	406,88	40.599	610,19
4	568,79	84.36	894,41	513,45	44.29	759,59	489,73	49.04	734,69
3	661,28	96.81	1037,94	601,93	50.82	888,84	572,58	56.28	857,40
2	753,77	107.18	1178,36	690,41	56.27	1016,46	655,43	62.31	978,29
1	846,26	117.56	1318,79	778,89	61.71	1144,07	738,28	68.34	1099,19
RDC	938,75	127,93	1459,21	867,37	67.155	1271,68	821,13	74.37	1220,08
Ente sol	1031,24	138,3	1599,62	955,85	72,7	1381,63	903,98	80,4	1340,97

✓ **Choix final des poteaux :**

**Poteau centrale :**

Tableau II.18 : dimensionnement de poteau central.

NIV	$\lambda$	$\alpha$	$L_f$ (m)	$N_u$ (KN)	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	a=b (cm)	$a_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	a=b adopte (cm)
8	35	0.708	2.142	289,17	0.015	14.25	30	30
7	35	0.708	2.142	445,145	0.024	17.49	30	30
6	35	0.708	2.142	598,02	0.032	19.89	30	30
5	35	0.708	2.142	748,21	0.04	22	30	30
4	35	0.708	2.142	894,41	0.047	23.68	30	30

3	35	0.708	2.142	1037,94	0.055	25.45	30	30
2	35	0.708	2.142	1178,36	0.063	27,09	30	35
1	35	0.708	2.142	1318,79	0.07	28 .46	30	35
RDC	35	0.708	2.142	1459,21	0.077	29.75	30	40
Entre sol	35	0.708	2.142	1599,62	0.085	31,15	30	40

**Poteau de rive :**

**Tableau II.19 :** dimensionnement de poteau rive.

NIV	$\lambda$	$\alpha$	$L_f$ (m)	$N_u$ (KN)	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	a=b (cm <sup>2</sup> )	$a_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm <sup>2</sup> ) adopte
8	35	0.708	2.142	225,8	0.012	12.95	30	30
7	35	0.708	2.142	355,74	0.02	16.14	30	30
6	35	0.708	2.142	483,87	0.027	18.43	30	30
5	35	0.708	2.142	610,19	0.033	20.17	30	30
4	35	0.708	2.142	734,69	0.04	22	30	30
3	35	0.708	2.142	857,40	0.045	23.21	30	30
2	35	0.708	2.142	978,29	0.052	24,77	30	30
1	35	0.708	2.142	1099,19	0.058	26.14	30	30
RDC	35	0.708	2.142	1220,08	0.065	27.43	30	30
Entre sol	35	0.708	2.142	1340,97	0.071	28,65	30	30

**Poteau d'angle :**

**Tableau II.20 :** dimensionnement de poteau d'angle.

NIV	$\lambda$	$\alpha$	$L_f$ (m)	$N_u$ (KN)	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	a=b (cm <sup>2</sup> )	$a_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm <sup>2</sup> ) adopte
8	35	0.708	2.142	226,26	0.012	12.95	30	30
7	35	0.708	2.142	362,04	0.019	15.78	30	30
6	35	0.708	2.142	496,19	0.026	18.12	30	30
5	35	0.708	2.142	628,69	0.033	20 .17	30	30
4	35	0.708	2.142	759,59	0.043	22,74	30	30

3	35	0.708	2.142	888,84	0.047	23.68	30	30
2	35	0.708	2.142	1016,46	0.054	25.24	30	30
1	35	0.708	2.142	1144,07	0.061	26.69	30	30
RDC	35	0.708	2.142	1271,68	0.067	27.88	30	30
Entre sol	35	0.708	2.142	1381,63	0.073	29.02	30	30

## II.6 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations (**RPA99V 2003**).

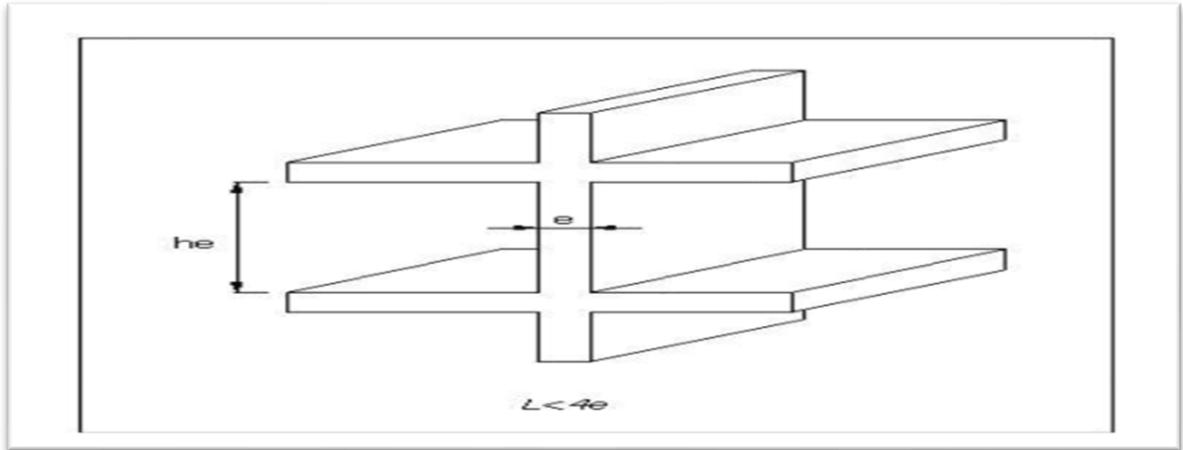
- ❖ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges,
- ❖ Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent,
- ❖ Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins,
- ❖ Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le **RPA99V2003 article 7.7.1 [1]**( les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. ) Où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile. **L'article 7.7.1 RPA99V2003 [1]**

« L'épaisseur minimale est de **15 cm** ».De plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

- ❖ Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux :  $e \geq \text{Max}(\frac{h_e}{25}; 15 \text{ cm})$
- ❖ Pour les voiles avec un seul about sur un poteau :  $e \geq \text{Max}(\frac{h_e}{22}; 15 \text{ cm})$
- ❖ Pour les voiles à abouts libres :  $e \geq \text{Max}(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm})$

Comme indique la figure ci-après :



**Figure II.10 :** Coupe d'élévation de voile

En résumé, pour notre cas, on peut utiliser le premier type avec : **h=3,06 m** Le RPA 99 / version 2003[1] considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

- ❖  $L \geq 4e$
- ❖  $e \geq \frac{h_e}{20}$   
 Avec  $h_e = h - h_d = 306 - 21 = 285 \text{ cm}$   
 h : hauteur de l'étage  
 $h_d$  : Hauteur de la dalle
- ❖  $e \geq \frac{285}{20} = 14.25 \text{ cm}$  en prend **e=15 cm**
- ❖  $L \geq 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$  ..... **L ≥ 60 cm .**

# **CHAPITRE III**

**Étude des Éléments Secondaire**

### III.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons étudier et calculer des éléments secondaires de notre ouvrage (élément non structuraux), qui ne font pas partie du système de contreventement. Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL (99 /modifier 90), RPA 2003**. Ces éléments sont : plancher, balcon, acrotère et les escaliers.

### III.2 Calcul de plancher

Le rôle des planchers est un rôle très important dans la structure. Car Ils supportent les charges verticales puis transmettent aux éléments porteurs. Aussi Ils isolent entre les différents étages. Dans notre bâtiment, on adopte un seule type de planchers en corps creux pour la terrasse et les étages courants. Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression. Le calcul sera pour deux éléments : Poutrelles et table de compression.

#### III.2.1 Les poutrelles :

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales formant l'ossature d'un plancher. Leurs disposition se fait selon deux critères : **Le critère de la petite portée et Le critère de continuité**. Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

#### Pré dimensionnement des poutrelles : selon BAEL91

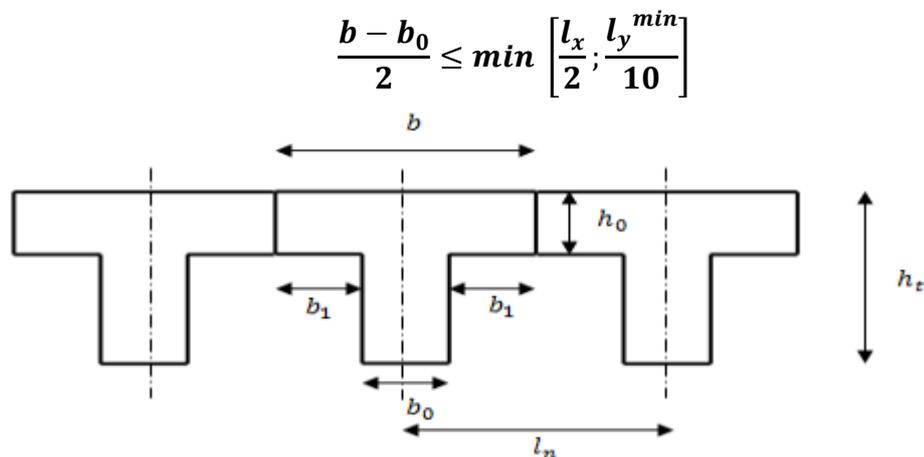


Figure III.1 : pré dimensionnement des poutrelles.

- ❖  $l_n$  : distance entre axes de nervures :  $l_n = 65\text{cm}$  ; tel que :  $50\text{ cm} \geq l_n \geq 80\text{cm}$
- ❖  $h_t$  : la hauteur de la nervure :  $h_t = 21\text{cm}$ .
- ❖  $h_0$  : la hauteur de la dalle de compression :  $h_0 = 5\text{cm}$
- ❖  $b_0$  : épaisseur de la nervure :  $0.3h \leq b_0 \leq 0.5h$ , donc  $6,3 \leq b_0 \leq 10,5$   
 **$b_0 = 10\text{cm}$**
- ❖  $L$  : longueur maximale entre nus d'appuis du sens des poutrelles.  
 D'après les règles **B.A.E.L** [2], la dalle de compression sera dimensionnée comme suit :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right.$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 27.5\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{340}{10} = 34\text{ cm} \\ 30 \leq b_1 \leq 32 \end{array} \right.$$

$b_1 = \min (27,5\text{cm} ; 34\text{cm} ; 30\text{cm})$  donc on prend  **$b_1 = 27.5\text{cm}$**

**Vérification :**

$b_0 = 10\text{cm} : b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65\text{ cm}$   $b = l_n = 65\text{ cm}$

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes :

**Tableau III.1** : dimension des poutrelles.

<b>Epaisseur de la dalle de compression</b>	<b>5 cm</b>
<b>Epaisseur de l'entrevous</b>	<b>16 cm</b>
<b>La largeur <math>b_0</math> des nervures</b>	<b>10 cm</b>
<b>distance <math>l_n</math> entre deux nervures</b>	<b>65 cm</b>
<b>Entraxe des nervures</b>	<b>65 Cm</b>

L'étude s'effectue selon les deux méthodes suivantes :

- Méthode Forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

**Méthode de calcul :**

**La Méthode forfaitaire :**

**Hypothèse :**

1. Constructions courantes :  $Q_B \leq (2G \text{ et } 5 \text{ KN/m}^2)$ .
2. Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.
4. La fissuration est non préjudiciable.

Dans notre projet, nous avons trois (3) types des poutrelles :

**Type 1 :**



**Type 2 :**



**Type 3 :**



**Figure III.2 :** Les différent type des poutrelles.

**La vérification de la méthode forfaitaire :**

1/  $Q=1$  (terrasse inaccessible)  $< \max (2 \times 6.63 \text{ et } 5) = 13,26 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

$Q=1,5$  (étage courant habitation)  $< \max (2 \times 5.59 \text{ et } 5) = 11,18 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

2/ les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité «  $I = \text{constante}$  »

3/

**Type 1 :****Tableaux III.2:** vérification de condition (type 1).

Portée (m)	3,16	3,16	3,52
$0,8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1,25$	1	0,89	

**Type 2 :****Tableau III.3 :** vérification de condition (type 2).

Portée (m)	3,16	3,52	3,8	3,52	3,16	3,16
$0,8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1,25$	0,89	0,93	1,08	1,11	1	

**Type 3 :****Tableau III.4 :** vérification de condition (type 3).

Portée (m)	3,52	3,8	3,52
$0,8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1,25$	0,93	1,08	

4/ La fissuration est non préjudiciable.

**Toutes les conditions vérifier Alors la méthode est applicable.**

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$  avec  $\alpha$  = le rapport des charges

$$0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

- Le moment isostatique  $M_0 = \frac{pL^2}{8}$
- Les moments en travées : doit satisfaire les inégalités suivantes :

Pour les travées de rive : le max entre :

$$M_t \geq \text{Max}(1,05M_0, (1+0,3\alpha) M_0) - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$$

Pour les travées intermédiaires : le max entre :

$$M_t \geq \text{Max}(1,05M_0, (1+0,3\alpha) M_0) - \frac{M_w+M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$$

- La valeur de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓  $0,6M_0$  pour une poutre à 2 travées
- ✓  $0,5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 Travée
- ✓  $0,4 M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées

**Détermination des charges agissant sur les poutrelles :**

✓ **Plancher terrasse :**

- Charge permanente :  $G=6,63 \text{ KN/m}^2$  ; pour une **bande de 0,65** :  $G=4,31 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitations :  $Q=1 \text{ KN/m}^2$  ; pour une **bande de 0,65** :  $Q=0,65 \text{ KN/ml}$

✓ **Plancher habitation :**

- Charge permanente :  $G=5,59 \text{ KN/m}^2$  ; pour une **bande de 0,65** :  $G=3,63 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitations :  $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$  ; pour une **bande de 0,65** :  $Q=0,98 \text{ KN/ml}$

**Combinaison des charges :**

- ELU :  $1,35 G + 1,5Q$ .
- ELS :  $G + Q$ .

**Tableau III.5** Charges supportées par Les poutrelles.

Les Plancher	G (KN/ml)	Q (KN /ml)	$q_u$	$q_s$
Plancher terrasse	4,31	0,65	6,79	4,96
Plancher d'habitation	3,63	0,98	6,37	4,61

### III.2.2 Calcul des moments et les efforts :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,65}{0,65+4,31} = 0,131 < \frac{2}{3}$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,04$$

$$\frac{1+0,3 \alpha}{2} = 0,520$$

$$\frac{1,2+0,3 \alpha}{2} = 0,620$$

**Type 1 :**



**Figure III.3 :** poutrelle type 1.

**Calcul de moment isostatique :**

**ELU :**

• **Travée :**

- $M_{AB} = M_{BC} = \frac{6,79 \times 3,16^2}{8} = 8,47 \text{ KN.m}$
- $M_{CD} = \frac{6,79 \times 3,52^2}{8} = 10,52 \text{ KN}$
- Appuis :
- $M_A = M_D = 0$
- $M_B = 0,5M_{BC} = 4,1 \text{ KN.m}$
- $M_C = 0,5M_{CD} = 5,09 \text{ KN.m}$

**Moment fléchissant en travée:**

- Travée de rives AB et CD

$$1 + 0,3 \alpha = 1,0405 < 1,05 \quad \text{donc}$$

$$M_{tAB} \geq 1,05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 8,61 - 2,05 = 6,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq 1,05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 10,69 - 2,545 = 8,145 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq 0,620 \times 8,2 = 5,084 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq 0,620 \times 10,18 = 6,31 \text{ KN.m}$$

**Donc  $M_{tAB} = 6,56 \text{ KN.m}$  et  $M_{tCD} = 8,145 \text{ KN.m}$**

- Travée intermédiaire

$$M_{tBC} \geq 1,05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 8,61 - 4,595 = 4,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq 0,520 \times 8,2 = 4,264 \text{ KN.m}$$

**Donc:  $M_{tBC} = 4,264 \text{ KN.m}$**

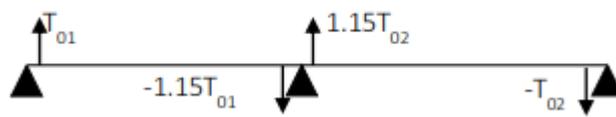
**Tableau III.6 :** Résultats des sollicitations en travée et en appui ELU (type 01).

Travée	A-B		B-C	C-D
L(m)	3.16		3.16	3.52
$M_0 = \frac{\rho L^2}{8}$ (KN.m)	8.47		8.47	10.52
Appuis	A	B	C	D
Coefficient forfaitaire	0	0.5	0.5	0
$M_{appuis}$ (KN.m)	0	4.1	5.09	0
$M_T$ (condition 1)	6.56	4.01	8.145	
$M_T$ (de rive)	5.084	/	6.31	
$M_T$ (intermédiaire)		4.264		
Résultat	6.56	4.264	8.145	

**Calcul les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants peuvent déterminer en admettant la discontinuité des différentes éléments a condition majorées les efforts tranchants calcules pour les appuis voisin des appuis de rive.

- cas d'une poutre à deux travées :



- cas d'une poutre à plusieurs travées :

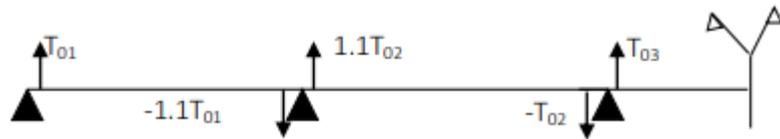


Figure III.4 : schéma de calcul les efforts.

Tableau III.7 : Résultats des efforts tranchant ELU (type 01).

Travée	AB		BC		CD	
$V_0$ (KN)	10.38		10.38		11.56	
$V_{majoree}$	10.38	-11.42	11.42	-11.42	12.72	-11.56

Exemple de calculs :

**Travée AB :**

$$V_0 = \frac{ql}{2}$$

$$V_0 = \frac{6.79 \times 3.16}{2} = 10.38 \text{KN}$$

$$V_{0A} = V_0 = 10.38 \text{KN}$$

$$V_{0B} = 1.1V_0 = -11.42 \text{KN}$$

**Travée BC :**

$$V_1 = \frac{ql}{2}$$

$$V_1 = \frac{6.79 \times 3.16}{2} = 10.38 \text{KN}$$

$$V_{1B} = 1.1V_1 = 11.42 \text{KN}$$

$$V_{1C} = 1.1V_1 = -11.42 \text{KN}$$

**Travée CD :**

$$V_2 = \frac{ql}{2}$$

$$V_2 = \frac{6.79 \times 3.52}{2} = 11.56 \text{KN}$$

$$V_{2C} = 1.1V_2 = 12.72 \text{KN}$$

$$V_{2D} = V_2 = -11.56 \text{KN}$$

**ELS:**

- Travée :

$$M_{AB} = M_{BC} = \frac{4,96 \times 3,16^2}{8} = 5,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = \frac{4,96 \times 3,52^2}{8} = 7,43 \text{ KN}$$

- Appuis :

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = 0,5M_{BC} = 2,99 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5M_{CD} = 3,715 \text{ KN.m}$$

**Moment fléchissant en travée:**

- Travée de rives AB et CD :

$$1 + 0,3 \alpha = 1,0405 < 1,05 \quad \text{donc}$$

$$M_{tAB} \geq 1,05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 6,29 - 1,495 = 4,795 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq 1,05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 7,8 - 1,858 = 5,942 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq 0,620 \times 5,99 = 3,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq 0,620 \times 7,43 = 4,61 \text{ KN.m}$$

**Donc  $M_{tAB} = 4,795 \text{ KN.m}$  et  $M_{tCD} = 5,942 \text{ KN.m}$**

- Travée intermédiaire :

$$M_{tBC} \geq 1,05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 6,29 - 3,353 = 2,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq 0,520 \times 5,99 = 3,115 \text{ KN.m}$$

**Donc:  $M_{tBC} = 3,115 \text{ KN.m}$**

**Tableau III.8:** Résultats des sollicitations en travée et en appui ELS (type 01) .

Travée	AB	BC	CD
L(m)	3.16	3.16	3.52
$M_0 = \frac{pL^2}{8}$ (KN.m)	5.99	5.99	7.43

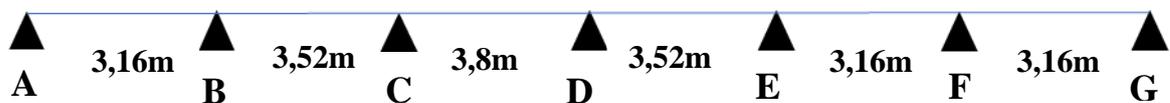
Appuis	A	B	C	D
Coefficient forfaitaire	0	0.5	0.5	0
$M_{appuis}$ (KN.m)	0	2.99	3.72	0
$M_T$ (condition 1)	4.79	2.94	5.94	
$M_T$ (de rive)	3.71	/	4.61	
$M_T$ (intermédiaire)		3.12		
Résultat	4.79	3.12	5.94	

**Effort tranchant a ELS :**

**Tableau III.9:** Résultats des efforts tranchant ELS (type 01).

Travée	AB		BC		CD	
$V_0$ (KN)	7.57		7.57		8.44	
$V_{majoree}$	7.57	-7.74	8.33	-8.33	9.29	-8.44

**Type 2 :**



**Figure III.5 :** poutrelle type 2.

**Tableau III.10:** Résultats des sollicitations en travée et en appui ELU (type 02).

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	
L(m)	3.16	3.52	3.8	3.52	3.16	3.16	
$M_0 = \frac{pL^2}{8}$ (KN.m)	8.5	10.52	12,25	10.52	8.5	8.5	
Appuis	A	B	C	D	E	F	G
Coefficient forfaitaire	0	0.5	0.4	0.4	0.4	0.5	0

$M_{appuis}$ (KN.m)	0	5.09	4.63	4.63	4.07	4.1	0
$M_T$ (condition 1)	6.056	5.83	7.53	6.34	4.53	6.56	
$M_T$ (de rive)	5.084					5.084	
$M_T$ (intermédiaire)		5.29	6.02	5.29	4.264		
Résultat	6.056	5.83	7.53	6.34	4.53	6.56	

Les efforts tranchants :

Tableau III.11: Résultats des efforts tranchant ELU (type 02).

Travée	AB		BC		CD		DE		EF		FG	
V(KN)	10.38		11.56		12.48		11.56		10.38		10.38	
$V_{majoree}$ (KN)	10.38	-11.42	12.72	-12.72	13.73	-13.73	12.72	-12.72	11.42	-11.42	$\frac{11.4}{2}$	-10.38

Tableau III.12: Résultats des sollicitations en travée et en appui ELS (type 02) .

Travée	AB		BC		CD		DE		EF		FG	
L(m)	3.16		3.52		3.8		3.52		3.16		3.16	
$M_0 = \frac{pL^2}{8}$ (KN.m)	5.99		7.43		8.66		7.43		5.99		5.99	
Appuis	A	B	C	D	E	F	G					
Coefficient forfaitaire	0	0.5	0.4	0.4	0.4	0.5	0					
$M_{appuis}$ (KN.m)	0	3.72	3.46	3.46	2.97	2.99	0					
$M_T$ (condition 1)	4.43	4.21	5.63	4.58	3.31	4.79						
$M_T$ (de rive)	3.71					3.71						
$M_T$ (intermédiaire)		3.86	4.39	3.86	3.11							
Résultat	4.43	4.21	5.63	2.58	3.31	4.79						

Les efforts tranchants :

Tableau III.13 : Résultats des efforts tranchant ELS (type 02).

Travée	AB		BC		CD		DE		EF		FG	
V(KN)	7.58		8.44		9.11		8.44		7.58		7.58	
$V_{majoré}$ (KN)	7.58	-8.34	9.28	-9.28	10.02	-10.02	9.28	-9.28	8.34	-8.34	8.34	-7.58

Type 3 :



Figure III.6 : poutrelle type 3.

ELU :

Tableau III.14: Résultats des sollicitations en travée et en appui ELU (type 03).

Travée	AB		BC		CD	
L(m)	3.52		3.8		3.52	
$M_0 = \frac{pL^2}{8}$ (KN.m)	10.52		12,25		10.52	
Appuis	A	B	C	D		
Coefficient forfaitaire	0	0.5	0.5	0		
$M_{appuis}$ (KN.m)	0	5.93	5.93	0		
$M_T$ (condition 1)	7.72		6.52		7.72	
$M_T$ (de rive)	6.31		/		6.31	
$M_T$ (intermédiaire)			6.17			
Résultat	7.72		6.52		7.72	

Calcul les efforts tranchants :

**Tableau III.15 :** Résultats des efforts tranchant ELU (type 03) .

Travée	AB		BC		CD	
$V_0$ (KN)	11.56		12.48		11.56	
$V_{majoree}$	11.56	-12.72	13.73	-13.73	12.72	-11.56

**Tableau III.16 :** Résultats des sollicitations en travée et en appui ELS (type 03).

Travée	A	B	C	
L(m)	3.52	3.8	3.52	
$M_0 = \frac{pL^2}{8}$ (KN.m)	7.43	8.66	7.43	
Appuis	A	B	C	D
Coefficient forfaitaire	0	0.5	0.5	0
$M_{appuis}$ (KN.m)	0	4.33	4.33	0
$M_T$ (condition 1)	5.64	4.76	5.64	
$M_T$ (de rive)	4.61	/	4.61	
$M_T$ (intermédiaire)		4.5		
Résultat	5.64	4.76	5.64	

Calcul les efforts tranchants :

**Tableau III.17 :** Résultats des efforts tranchant ELS (type 03).

Travée	AB		BC		CD	
$V_0$ (KN)	8.44		9.11		8.44	
$V_{majoree}$	8.44	-9.28	10.02	-10.02	9.28	-8.44

**III.2.2 Calcul de ferrailage :**

Dans cette partie on utilise **ROBOT EXPERT** pour calculer et faire toutes les vérifications exigées.

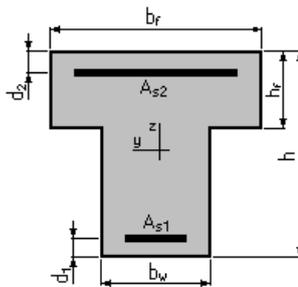
Donc le moment maximum en Travée à l'ELU est dans le 1<sup>er</sup> type :  $M_T = 8.145KN.m$

ELS :  $M_T = 5.95KN.m$

Calcul de Section en Flexion Simple

Béton:  $f_{c28} = 25,0 MPa$  , Acier:  $f_e = 500,0 MPa$

$b_f = 65,0 cm$  ,  $b_w = 10,0 cm$  ,  $h = 21,0 cm$  ,  $h_f = 5 cm$  ,  $d_1 = d_2 = 2,0 cm$



**Figure III.7:** schéma des poutrelles.

Donc la section armatures inférieure  $A_s = 1cm^2$

Le moment maximum en appuis à l'ELU est dans le type 3 :

$M_a = -5.93KN.m$

ELS :  $M_a = -4.33KN.m$

Donc la section armatures supérieure  $A_s = 0,8 cm^2$

Ce tableau résume notre choix pour la poutrelle du plancher étage courant :

**Tableau III.18 :** choix des armatures.

	$A_s (cm^2)$	$0,5\% \cdot B (cm^2)$	Choix	$A_s$ adopté ( $cm^2$ )
<b>Ferrailage sur appuis</b>	0,8	2,4	1HA12+1HA14	2,67
<b>Ferrailage en travée</b>	1		3HA12	3,39

- **Calcul des armatures transversales et de l'espacement :**

- Diamètre des armatures transversales :

Selon le CBA.93 : le Diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une poutre est donnée par l'inégalité suivante :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

$\phi_l$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min ( 6 ; 12 ; 10 ) mm$$

On prend :

$$\phi_t = 6 \text{ mm}$$

#### Calcul de l'espacement des armatures transversales :

➤ Selon le CBA.93 :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm)$$

$$S_t \leq \min(17,01cm; 40cm)$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Selon RPA99/version2003 :

➤ Zone nodale

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

$$S_t \leq \min(5,25 ; 12 ) cm$$

On prend :  $S_t = 5cm$

➤ Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq 10,5 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 10cm$

#### Section d'armatures transversales :

➤ Selon CBA.93 :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4MPa \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 b_0 S_t}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \cdot 100 \cdot 50}{500}$$

$$A_t \geq 0,04 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

#### Vérification RPA :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \geq 0,003 b_0 S_t$$

$$A_t \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

Donc pour les armatures transversales on adopte :

- $2\phi 6 \Rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$
- $S_t = 5\text{cm}$  ..... Zone nodale
- $S_t = 10\text{cm}$  ..... Zone courante

**Vérifications :**

**Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable, donc il faut vérifier que :

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

Pour la fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min(4 \text{ MPa}; 5\text{MPa}) = 4 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\tau}_u = 4\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{13,73 \cdot 1000}{100 \cdot 180}$$

$$\tau_u = 0,76 \text{ MPa}$$

Donc la condition :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  est vérifiée.

**Condition de non fragilité :**

➤ **Travée :**  $A_{min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}, A_{min} \geq 0,23 \cdot 650 \cdot 180 \frac{2,4}{500} = 1,29\text{cm}^2 < A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$

➤ **Appuis :**  $A_{min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}, A_{min} \geq 0,23 \cdot 650 \cdot 180 \frac{2,4}{500} = 1,29\text{cm}^2 < A_s = 2,26\text{cm}^2 \dots \text{CV}$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

• **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{20}{340} = 0,09 > 0,0625 \dots \text{C..V}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{236}{100 \times 180} = 0,013 > 0,0084 \dots \text{C..N.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_S}{M_0} \longrightarrow \frac{0,15}{1,2} = 0,053 < \frac{1}{10} \times \frac{5,63}{8,66} = 0,65 \dots \text{C.N.V}$$

**Conclusion :**

Le calcul de la flèche nécessaire, car toutes les conditions sont non vérifiées.

- Il faut vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times l^2}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

$\bar{f}$  : la flèche admissible

$E_g$  : module de déformation différée

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

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{30} = 11496.76 \text{ MPa}$$

$I_{fv}$  : inertie fissuré de la section pour les charges de longue durée.

$I_{fv}$  est donné par la formule suivante :

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1+(0,4\mu \times \lambda_v)}$$

$I_0$  : moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}}; 0\right)$$

$\rho$  : est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section

utile de la nervure :  $\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times \rho}$$

- **Calcul des paramètres :**

✓ **La position de l'axe neutre :**

$$S_{xx''} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_s \times d)$$

$$S_{xx''} = (10 \times 20 \times 10) + (55 \times 4 \times 2) + (15 \times 2,36 \times 18) = 3077,2 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A)$$

$$B_0 = (10 \times 20) + (55 \times 4) + (15 \times 2,36) = 455,4 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx''}}{B_0} = 6,76 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 13,24 \text{ cm}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (Y_1^3 + Y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 \times A_s \times (y_2 - C)^2$$

$$I_0 = 3,33 \times (308,92 + 2320,94) + (55 \times 5,33) + (55 \times 4 \times 22,66) + (15 \times 2,36 \times 126,34) = 8757,43 + 293,15 + 4985,2 + 4472,44 = 18508,22 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{10 \times 18} = 0,013$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1,75 \times 2,4}{(4 \times 0,013 \times 435) + 2,4}; 0) \text{ donc } \mu = 0,832$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,4}{(2 + \frac{3 \times 10}{65}) \times 0,013} = 1,5$$

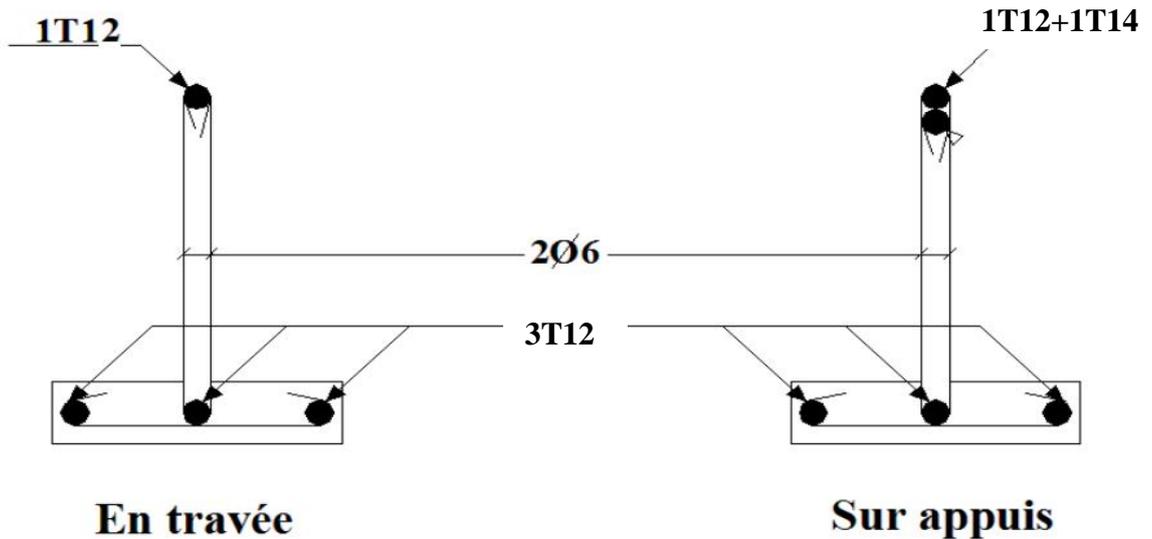
$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 18508,22}{1 + (0,4 \times 0,832 \times 1,5)} = 13579,9 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{4,797 \times 3,4^2}{11496,76 \times 10^3 \times 13579,9 \times 10^{-8}} = 0,00046 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{3,4}{500} = 0,0068 \text{ m}$$

$$f = 0,00046 \text{ m} < \bar{f} = 0,0068 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

**Schéma de ferrailage :**



**Figure III.8 :** schéma de ferrailage des poutrelles.

### III.2.4 Ferrailage de la dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage et en treillis soudé.

Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :

- 20 **cm** Pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 **cm** Pour les armatures parallèles aux nervures.

$$50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e}$$

$$L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

Avec :

$L_1$ : Distance entre l'axe des poutrelles.

$A_1$ : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

$A_2$ : Diamètre parallèle aux poutrelles.

$f_e$ : Limite élastique de treillis soudés haute adhérence  $f_e = 500 \text{ MPa}$  .

Pour notre projet on a  $L_1 = 65 \text{ cm}$  .

#### 1) Section d'armatures perpendiculaires aux nervures

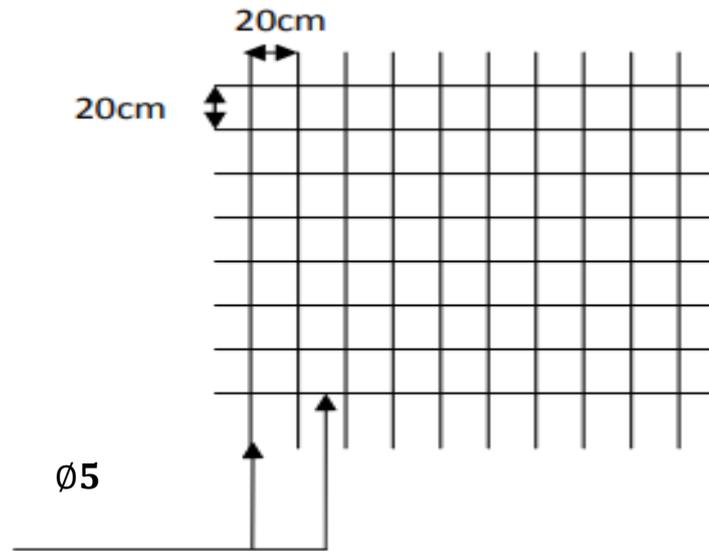
$$A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e} \Rightarrow A_1 = 4 \frac{65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2$$

On adopte un treillis soudé  $\Phi 5$  ( $3\Phi 5 = 0,59 \text{ cm}^2$ ) de nuance FeE500, dont la dimension des mailles est égale à 20 **cm** .

#### 2) Section d'armatures parallèles aux nervures

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,295 \text{ cm}^2$$

On adopte un treillis soudé  $\Phi 5$  de nuance FeE500, dont la dimension des mailles est égale a 20 **cm** .



**Figure III.9 :** schéma Treillis soudé.

### III.3 Étude de balcon

#### III.3.1 Introduction :

Le balcon est une console encastrée, constituée de dalle pleine, soumise à l'effet de des charges  $q_u$ , Q et G.

L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante :

$$\text{Selon le BAEL 91 } e \geq \frac{L}{10}$$

Avec L : la largeur de balcon.

$$e \geq \frac{120}{10} \leftrightarrow e \geq 12\text{cm} \quad \text{On prend } e=15\text{ cm.}$$

#### III.3.2 Pré dimensionnement du balcon :

##### Charge permanente de balcon :

$$G_{dalle} = 25 \times e + \text{poid de revetement}$$

$$P = G_{panneau} \times e' + \text{poid de revetement}$$

##### ❖ Le chargement sur le balcon :

$$\text{Carrelage (e=2cm)} \rightarrow 0.02 \times 22 = 0.44\text{KN/m}^2$$

$$\text{Mortier de pose (e=3cm)} \rightarrow 0.03 \times 20 = 0.6\text{KN/m}^2$$

$$\text{Enduit de ciment } 2 \times 0.18 = 0.36\text{KN/m}^2$$

$$\text{Poids propre de la dalle (e=15cm)} \rightarrow 0.15 \times 25 = 3.75\text{KN/m}^2$$

$$G = 5.15 \text{ KN/m}^2$$

$$\color{red}{\oplus} \text{ Charge d'exploitation de balcon } Q = 3.5\text{KN/m}^2$$

##### ❖ Charge concentré du garde-corps :

$$\text{Poids de mur (briques creuses e=10cm)} \rightarrow 0.1 \times 9 = 0.9\text{KN/m}^2$$

$$\text{Enduit de ciment ( } 2 \times 2\text{cm)} \rightarrow 0.04 \times 18 = 0.72\text{KN/m}^2$$

$$G = 1.62 \text{ KN/m}^2$$

Avec G: charge permanent de dalle.

Q : surcharge exploitation.

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

Combinaison des charges :

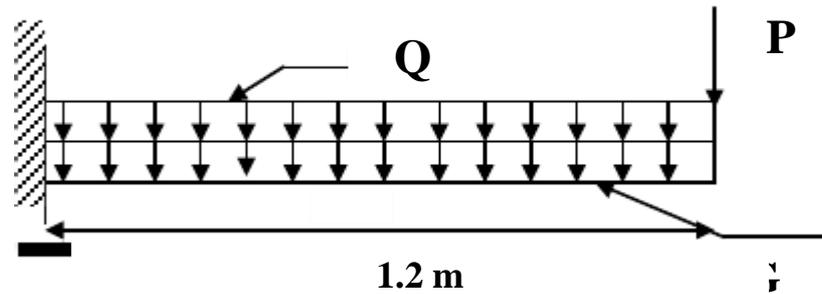


Figure III.10 : schéma statique des charges de Balcon.

Pour une bande de 1m :

✓ Les charges réparties :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad q_u = (1.35 \times 5.15) + (1.5 \times 3.5) \times 1 \text{ (ml)} = 12.20 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q \quad ; \quad q_s = (5.15 + 3.5) \times 1 \text{ (ml)} = 8.65 \text{ KN/ml}$$

✓ La charge concentrer :

$$\text{ELU} : P_u = 1.35P \quad ; \quad P_u = 2.19 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : P_s = P \quad ; \quad P_s = 1.62 \text{ KN}$$

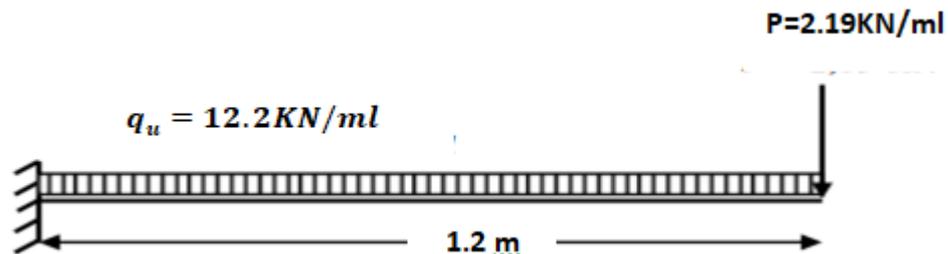


Figure III.11 : schéma statique de balcon.

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} - P_u \times l = -\frac{12.20 \times 1.2^2}{2} - 2.19 \times 1.2 = -11.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = -\frac{q_s \times l^2}{2} - P_s \times l = -\frac{8.65 \times 1.2^2}{2} - 1.62 \times 1.2 = -8.172 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrailage (Calcul suivant BAEL 91 mod. 99) :

La fissuration est considérée comme **préjudiciable** car le balcon est exposé aux intempéries, (Variation de température, l'eau, vent, neige, etc.).

Le calcul de ferrailage se fait avec bande de 1 m de largeur :

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times F_{C28}}{\gamma_b} = 17 \text{ Mpa} \quad ; \quad d=0.9h=13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{11.41 \times 10^6}{1000 \times 17 \times 135^2} = 0.037 < \mu_R = 0.391 \text{ donc } A'_s = 0$$

$$\alpha_U = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}]$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u)$$

$$A_U = \frac{M_U}{Z \times \sigma_e} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 \text{ Mpa}$$

**Tableau III.19** : ferrailage de balcon.

	$M_t$	$\mu$	$\mu \leq \mu_R$	$A'_s$	$\alpha$	Z (mm)	$A_{s\text{calculé}}$ $cm^2$	Choix	$A_s$ Adoptée $cm^2$
Travée	11.41	0.037	Oui	0	0.047	132.46	1.98	4T10	3.14

**1) Vérification a L'ELU :**

- **condition non fragilité :**

La section minimale

$$A_s > \max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{1000 \times 150}{1000} = 150 mm^2 ; \frac{0.23 \times 1000 \times 135 \times 2.4}{500} = 149.04 mm^2 \right\}$$

$$A_s = 3, 14 cm^2 ; A_s > 1.5 cm^2 \quad \text{C.V}$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A/4 = 0.785 cm^2$$

Donc on adopte Choix 4T8 de section  $A_s = 2.01 cm^2$

- **Calcul de l'espacement :**

$$s_t = \min \left\{ \begin{array}{l} (3h, 33cm) \\ (2h, 22cm) \end{array} \right.$$

En prend  $s_t = 22 cm$ .

- **Contrainte de cisaillement (BAEL91) :**

$$T_u = q \times l + p = 12.2 \times 1.2 + 2.19 = 16.83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{16.83 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.125 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min (0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa (F.P ou F.T.P)}$$

0.125Mpa < 3 Mpa .....condition vérifier.

**Pas de risque de cisaillement.**

- **Vérification de l'adhérence :**

On doit vérifier que  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.4 = 3.6 \text{ Mpa} \quad ( \psi_s = 1.5 \quad HA )$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} \quad ; \quad \sum U_i = \eta \times \pi \times \phi = 4 \times 10 \times 3.14 = 124.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.83 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 124.6} = 1.11 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  .....C.V pas de risque d'entraînement des barres.

- **Calcul de la longueur d'ancrage (BAEL91) :**

$$\tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{10 \times 500}{4 \times 3.24} = 38.58 \text{ cm}$$

Soit  $L_s = 40 \text{ cm}$

$$L_{cr} = 0.4L_s = 16 \text{ cm (CBA 93)}$$

**2) Vérification a L'ELS :**

✚ Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6F_{c28}$$

$$\sigma_{bc} \leq 18 \text{ Mpa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = K \times y \quad \text{Et} \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axe neutre : avec  $\eta = 15$  et  $A' = 0$

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

$$Y = 50y^2 + 47.1y - 635.85 \quad , \quad y = 4.07$$

$$I = \frac{100 \times 4.07^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (13.5 - 4.07)^2 = 6435.668 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{8.172 \times 10^2}{6435.668} = 0.127 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 40.7 \times 0.127 = 5.169 \text{ Mpa} \leq 18 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✚ Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

Le balcon est expose aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

On a des aciers HA

$$\left. \begin{array}{l} \phi > 6mm \\ FeE500 \\ \eta = 1.6 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \eta \times k(d - y) = 15 \times 0.127 \times (135 - 40.7) = 179.64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 179.64 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 250 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{0.15}{1.2} = 0.125 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{314}{1000 \times 135} = 0.0023 < 0.0084 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_S}{M_0} \longrightarrow \frac{0.15}{1.2} = 0.125 \geq \frac{1}{10} \times \frac{8.172}{8.172} = 0.1 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Conclusion :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire, car toutes les conditions sont vérifiées.

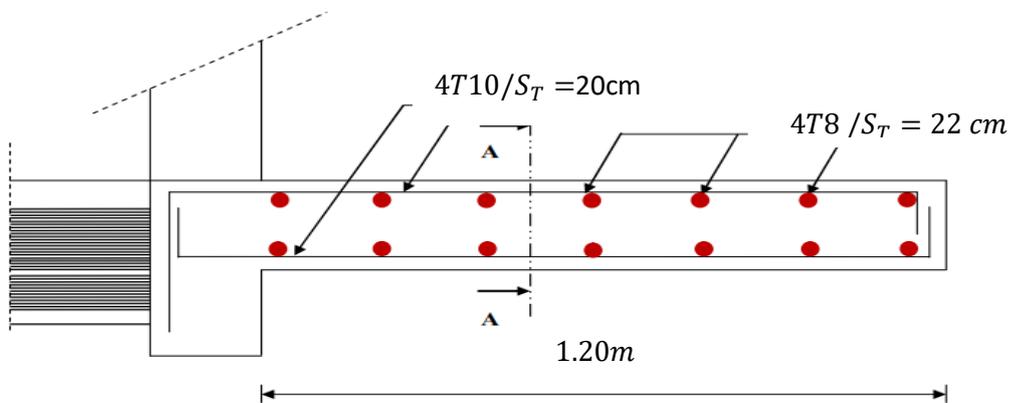


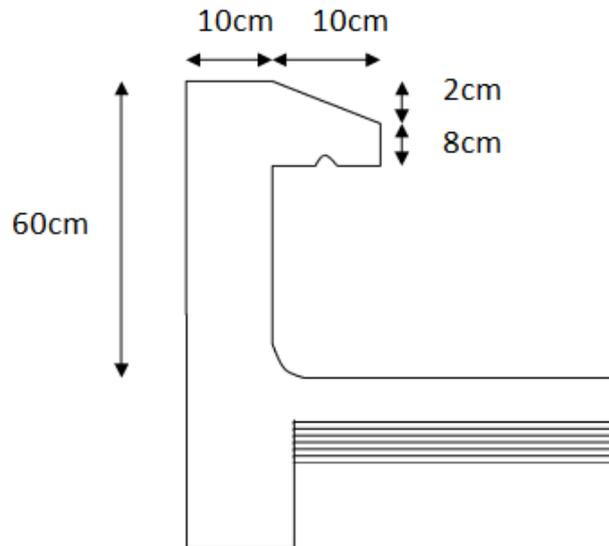
Figure III.12 : Ferrailage du balcon.

**III.4 Etude de l'acrotère**

**III.4.1 Introduction :**

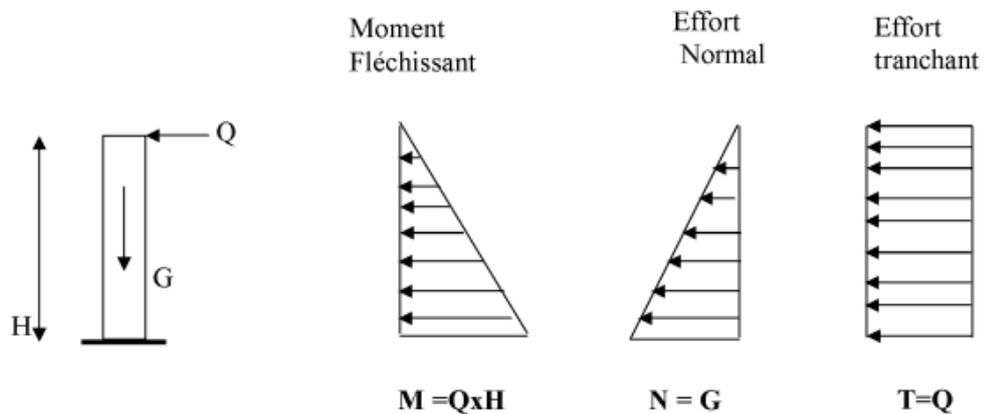
L'acrotère est un élément de protection entourant la terrasse du bâtiment, elle est considérée comme une console verticale, encadrée au niveau du plancher terrasse. Il travaille à la flexion composée. Sa hauteur est de 60cm, son épaisseur est de 10 cm. La calculée ce fait pour une bonde de 1m de longueur.

**III.4.2 Dimension de l'acrotère :**



**Figure III.13 :** Coupe verticale de l'acrotère.

✓ **Schéma statique de l'acrotère :**



**Figure III.14 :** Diagramme des efforts internes.

**III.4.3 Pré-dimensionnement de l'acrotère :****Poids de l'acrotère :**

Le poids de l'acrotère pour 1 m est :

$$G = \rho_{BA} \times S + \text{poids de revêtement}$$

$$G_T = G_1 + G_2$$

$$G_1 = \rho \times S \quad (\text{Poids propre de l'acrotère})$$

$$G_2 = \rho \times e \times \text{perimetre} \quad (\text{Poids de revêtement})$$

**La surface :**

$$S = (0.6 \times 0.1) + 0.1 \times \left( \frac{0.10 \times 0.08}{2} \right) = 0.069 \text{ m}^2$$

$$G_1 = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/ml}$$

$$P = 0.6 + 0.1 + 0.1 + 0.08 + 0.1 + 0.5 = 1.48 \text{ m}$$

$$G_2 = 15 \times 0.02 \times 1.48 =$$

$$G_2 = 0.444 \text{ KN/ml}$$

$$G_T = 1.725 + 0.444 = 2.169 \text{ KN/ml}$$

Surcharge (la main courante) :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

**L'action des forces horizontales  $F_p$  :**

L'acrotère est assimilée à une console encastree au niveau de plancher soumise au poids propre et la surcharge d'exploitation. Le calcul se fait :

Selon le RPA on a :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G_p$$

- ✓ Pour le coefficient d'accélération (**tableau 4.1**) on a :  
 <<< **groupe d'usage 2 (hauteur ne dépasse pas 48 m) et zone III** >>>

$$A = 0.25$$

- ✓  $C_p$  facteur de force horizontale variante entre 0.3 et 0.8 (tableau 6.1)

$$C_p = 0.8$$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.169 = 1.7352 \text{ KN/ml}$$

$$Q = \max(1.5Q, F_p); Q = \max(1.5, 1.735); Q = 1.735 \text{ KN/ml}$$

Donc pour une bande de 1 m de largeur

$$\left\{ \begin{array}{l} G=2.169\text{KN/ml} \\ Q= 1.735 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

#### III.4.4 Calcul des efforts :

- Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1\text{ml} = 2.169 \text{ KN}$
- Effort tranchant :  $T = Q \times 1\text{ml} = 1.735 \text{ KN}$
- Moment de renversement  $M$  dû à la surcharge  $Q$  :  
 $M = Q \times H \times 1 = 1.735 \times 0,6 \times 1\text{ml} = 1.041 \text{ KN.m}$
- ✓ **Combinaison des charges :**

- **ELU :  $1.35G + 1.5Q$**

$$N_U = 1.35G = 1.35 \times 2.169 = 2.93 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.5 \times M = 1.5 \times 1.041 = 1.561 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1.5 \times T = 1.5 \times 1.735 = 2.603 \text{ KN}$$

- **ELS :  $G + Q$**

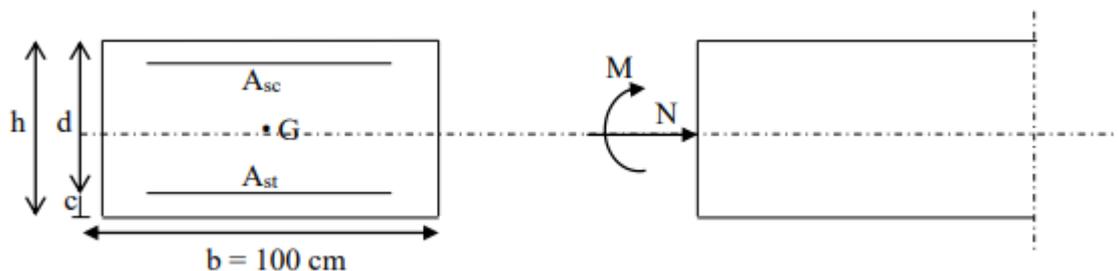
$$N_S = G = 2.169 \text{ KN}$$

$$M_S = M = 1.041 \text{ KN.m}$$

$$T_S = T = 1.735 \text{ kN}$$

#### III.4.5 Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section ( $b \times h$ )  $\text{cm}^2$  soumise à la flexion composée.



**Figure III.15 :** Schéma statique de calcul de l'acrotère.

$h$  : Epaisseur de la section : 10 cm.

$b$  : Largeur de la section : 100 cm.

$$f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 500 \text{ Mpa}$$

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times F_{c28}}{\gamma_b} = 17 \text{ Mpa}$$

c et c' : Enrobage : 2 cm.

d = h - c : Hauteur utile donc d = 10 - 2 = 8 cm.

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures des armatures tendues.

### Calcul des armatures à L'ELU :

➤ Position du centre de pression à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1.561}{2.93} = 0.533 \text{ m} = 53.3 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2 = 3 \text{ cm}$$

Avec :

$M_U$  : Moment dus à la compression.

$N_U$  : Effort de compression.

$e_u$  : Excentricité.

$e_u > \frac{h}{2} - c$   Le centre de pression (CP) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée (SPC).

❖ on calcul le coefficient de remplissage  $\psi$

$$\psi = \frac{N_u}{b \times h \times F_{bc}} = \frac{2.93 \times 10^3}{100 \times 1000 \times 17} = 0.00172 < 0.81$$

On détermine  $\xi = f(\psi)$  (tableau page 174 BAEL) on trouve  $\xi = 0.1665$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0.1665 \times 10 = 1.665 \text{ cm}$$

$e > e_{NC}$  donc la section est partiellement comprimée et l'état limite ultime n'est pas atteint (effort faible).

→ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

→ Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif

$$M_f$$

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = M_U + N_U \times \left( \frac{h}{2} - c \right) = 1.561 + 2.93 \times \left( \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 1.649 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{1.649 \times 10^6}{1000 \times 17 \times 80^2} = 0.015 < \mu_R = 0.371 \text{ donc } A'_s = 0 \text{ (les armatures comprimées non sont nécessaires).}$$

**Armatures tendues seulement.**

$$\alpha_U = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_U}] = 0.019$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_U) = 0.079 \text{ m}$$

$$\diamond \mu_u = 0.015 < 0.186 \longrightarrow \text{pivote A : } \zeta_s = 10\text{‰} \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 \text{ Mpa}$$

$$\diamond A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \times \sigma_s} = \frac{1.649 \times 10^6}{79 \times 434.78} = 48 \text{ mm}^2$$

$$\diamond A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\diamond A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 48 - \frac{2.93 \times 10^3}{434.78} = 41.26 \text{ mm}^2$$

$$\text{Alors : } A_{s1} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 0.41 \text{ cm}^2$$

**Vérification de section d'acier selon BAEL :**✓ **Condition non fragilité :**

$$f_{c28} = 30 \text{ Mpa} ; f_e = 500 \text{ Mpa}, f_{t28} = 2.4 \text{ Mpa}, b = 100 \text{ cm}$$

La section minimale :

$$A^s_{min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A^s_{min} \geq \max \left\{ \frac{1000 \times 100}{1000} ; \frac{0.23 \times 1000 \times 80 \times 2.4}{500} \right\} = A^s_{min} \geq \max \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0.88 \text{ cm}^2 \}$$

Donc :  $A^s_{min} = 1 \text{ cm}^2$  le choix est **6T6=1.7cm<sup>2</sup>**.

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

✓ **Les armatures de répartition :**

$$A/4 = 0.425 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on adopte Choix 4T6 de section } A_s = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{60-5}{3} = 18.33 \text{ cm}$$

En prend  $s_t = 18 \text{ cm}$ .

**Vérification a ELS :**

La fissuration est considérée comme **préjudiciable**.

$$e_0 = \frac{M_S}{N_S} = \frac{1.041}{2.169} = 0.479 \text{ m} = 47.9 \text{ cm}$$

On a  $e_0 > \frac{h}{2} - c'$  la section partiellement comprimé (SPC)

C : la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_A$$

$$e_A = \frac{M_S}{N_S} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 50.9 \text{ cm} \text{ alors } C = -42.9 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après BAEL le centre de pression est :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

Avec  $y_c$  : la distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

On a :

$$\eta = 15$$

$$P = -3c^2 - 90(c - c') \frac{A_{s'}}{b} + 90(d - c) \frac{A_s}{b} = -5443.35$$

$$q = -2c^3 - 90(c - c')^2 \frac{A_{s'}}{b} - 90(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 153943.24$$

$$y_c^3 - 5443.35 \times y_c + 153943.24 = 0$$

Pour la résolution de l'équation en procède comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\Delta = 2.37 \times 10^{10} + \frac{4 \times (-5443.35)^3}{27} = -1.94 \times 10^8 < 0$$

**La solution :**

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.996 \quad ; \quad \varphi = 174.87^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85.19$$

$$y_1 = a \times \cos\left[\frac{\varphi}{3} + 120\right] = -85.15 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \times \cos\left[\frac{\varphi}{3}\right] = 44.78 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \times \cos\left[\frac{\varphi}{3} + 240\right] = 40.37 \text{ cm}$$

✓ La solution qui convient est :  $y_c = 44.78 \text{ cm}$

Car  $0 < 44.78 - 42.9 = 1.88 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$

Donc :  $y_c = 44.78$  cm et  $y_{ser} = 1.88$  cm

✓ Calcul de moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A_s'(y_{ser} - c')^2] = 221.49 + 25.5(8 - 1.88)^2 = 1176.58 \text{ cm}^4$$

• Vérification des contraintes

Contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28}$$

$$\sigma_{bc} \leq 18 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \left[ \frac{N_{ser}}{I} \times y_c \right] \times y_{ser} = \frac{2.169 \times 10^3}{1176.58 \times 10^4} \times 447.8 \times 18.8 = 1.55 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 1.55 \text{ Mpa} \leq 18 \text{ Mpa}$  .....condition vérifier .

**Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

Le balcon est expose aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = n \left[ \frac{N_{ser}}{I} \times y_c \right] (d - y_{ser}) = 15 \times \frac{2.169 \times 10^3}{1176.58 \times 10^4} \times 447.8 \times 61.2 = 75.78 \text{ Mpa}$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{2.603 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.033 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right) = 3 \text{ Mpa (F.P.)}$$

$0.33 \text{ Mpa} < 3 \text{ Mpa}$  .....condition vérifier .

III.4.6 Dessin de ferrailage :

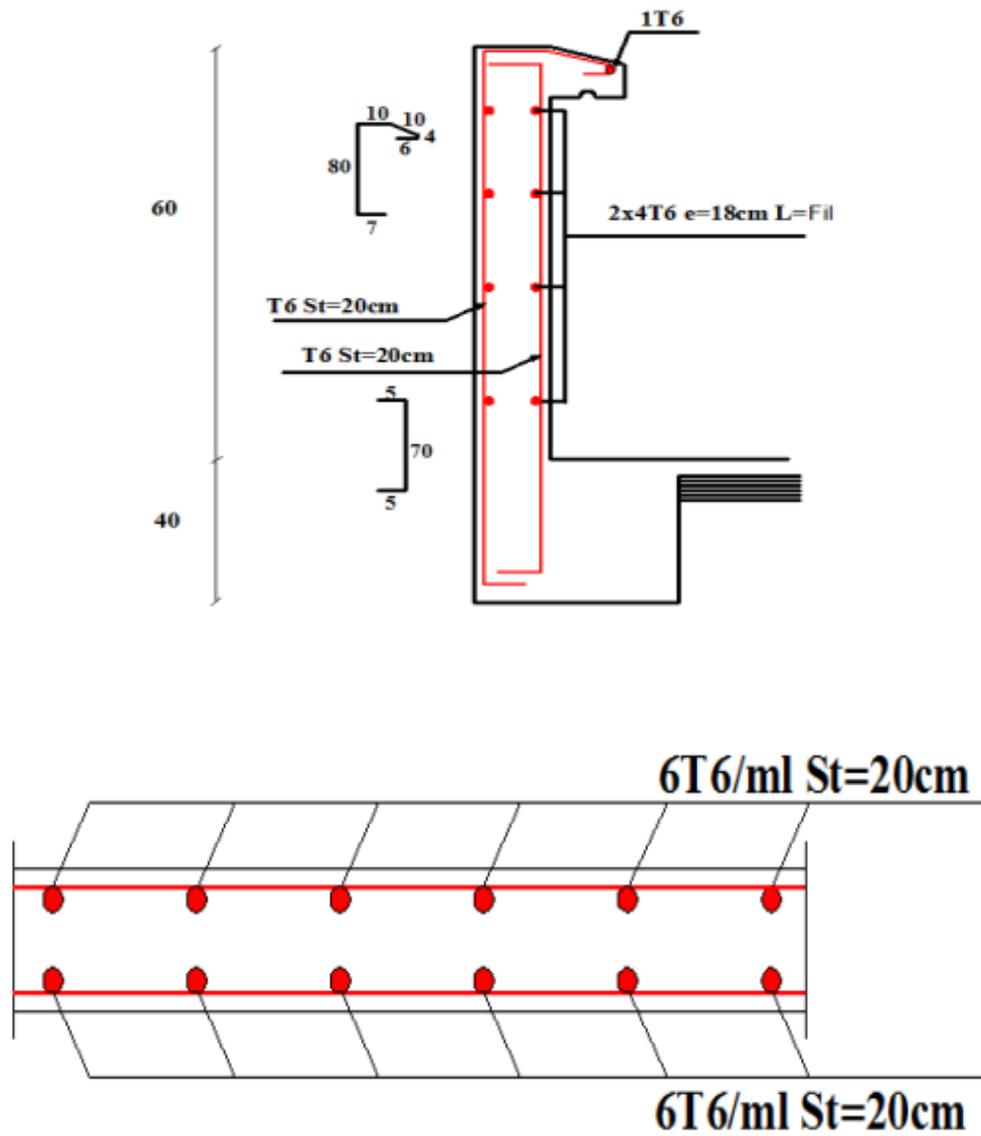


Figure III.16 : Ferrailage de l'acrotère.

### III.5 Étude de l'escalier

#### III.5.1 Définition :

Un escalier est un élément qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre ouvrage est constitué d'un seul type d'escalier à trois paillasse, chaque paillasse étant à deux paliers.

#### III.5.2 Pré dimensionnement de l'escalier :

Nous avons deux volés identiques 1 et 3, et deux paliers identiques, donc le calcul se fera pour un seul de chacun.

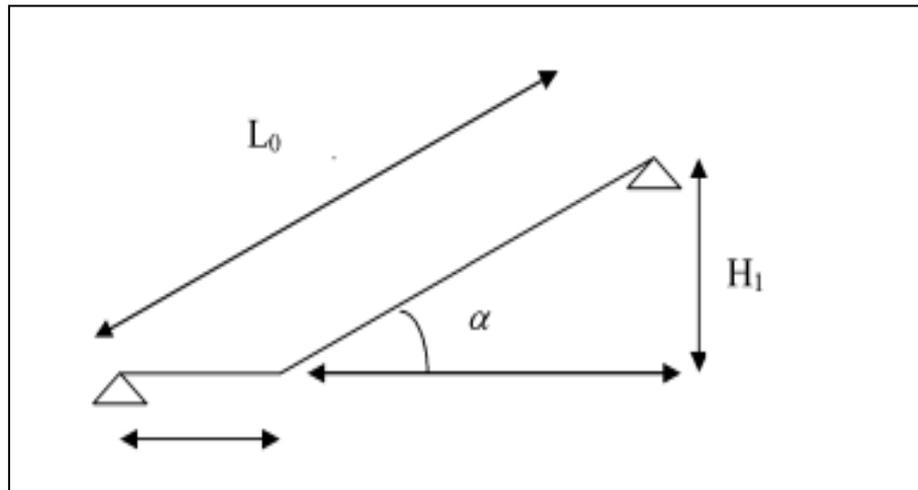


Figure III.17 : schéma statique escaliers.

Le choix de dimension en fonction de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

➤ Pour passer d'un étage à l'autre facilement, on prend « h » entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm} \quad \text{Et « g » entre le 22 cm et 33cm :} \quad 22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

**Vérification de la formule de « BLANDEL » :**

$$58 \leq g + 2h \leq 64$$

$$14\text{cm} \leq h=17\text{cm} \leq 20\text{cm}$$

$$22\text{cm} \leq g=30\text{cm} \leq 33\text{cm}$$

$$58 \leq 2 \cdot h + g \leq 64 \Rightarrow 58 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64 \Rightarrow 58 \leq 64 \leq 64 \quad \text{.....condition vérifiée}$$

Donc on opte : g=30cm ; h=17cm.

**Nombre des contre marches :**

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ Contre marches ;}$$

On aura  $n = 7$  contres marches pour les deux volées 1et 3

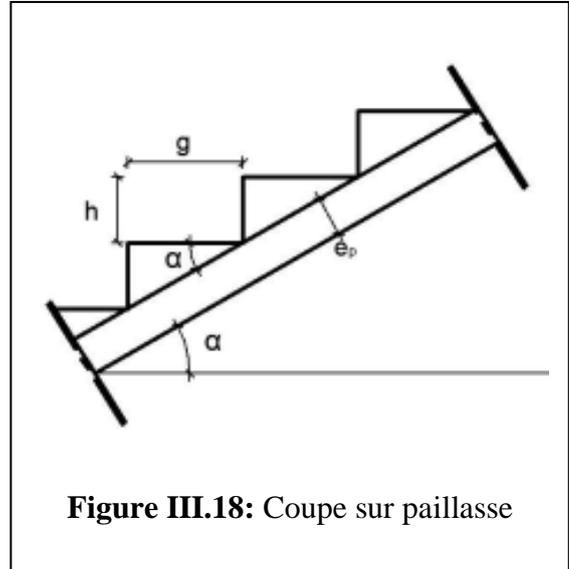
$n = 4$  contres marches pour volée 2

**Nombre de marche (n)**

$$n - 1 = 7 - 1 = 6 \text{ marches pour}$$

les deux volée 1et 3.

$$n - 1 = 4 - 1 = 3 \text{ marches pour volée 2}$$



**Figure III.18:** Coupe sur paillasse

**III.5.3 Exemple de calcul volée 01et 03 :**

$n = 7$  contres marches

$$(n - 1) = 6 \text{ marches}$$

$$H_1 = n \times h = 7 \times 0.17 = 1.19 \text{ m}$$

$$L_1 = (n - 1) \times g = 6 \times 0.3 = 1.8 \text{ m (Ligne de foulée } L_f)$$

$$L' \text{ inclinaison de la paillasse : } \alpha = \text{tg}^{-1} \left( \frac{H_1}{L_1} \right) = \text{tg}^{-1} \left( \frac{1.19}{1.8} \right) = 33.47^\circ$$

$$\text{Longueur de volée (la paillasse) : } L_1'' = \sqrt{H_1^2 + L_1^2} = \sqrt{1.19^2 + 1.8^2} = 2.16 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{paile}} \Rightarrow L = 216 + 135 = 351 \text{ cm}$$

$$\frac{351}{30} \leq e \leq \frac{351}{20} \Rightarrow 11.7 \leq e \leq 17.55 \quad \text{On prend : } e=15 \text{ cm}$$

**III.5.4 Descente de charges (Escalier à paillasse avec un seul palier) :**

1) Volée

**Charges permanentes :**

**Tableau III.20** : Charges permanentes volée.

Poids propre de la volée ( $e_v = 15 \text{ cm}$ )	$\frac{\rho \times e_v}{\cos\alpha} = \frac{25 \times 0.15}{\cos 33.47^\circ} = 4.49 \text{ KN/m}^2$
Poids propre des marches	$\frac{\rho \times h}{2} = \frac{22 \times 0.17}{2} = 1.87 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose ( $e=2\text{cm}$ ) (horizontale)	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
Carrelage ( $e=2\text{cm}$ ) (horizontale)	$0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
Garde-corps	$1 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose ( $e=3\text{cm}$ ) (verticale)	$0.03 \times 20 = 0.6 \text{ KN/m}^2$
Carrelage ( $e=2\text{cm}$ ) (verticale)	$0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
Enduit en ciment ( $e=2\text{cm}$ )	$0.02 \times 18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
<b>La charge permanente</b>	<b><math>G_1 = 9.60 \text{ KN/m}^2</math></b>

**Surcharge d'exploitation :**

Locaux à usage d'habitation ou bureau  $\Rightarrow Q_1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$

**Combinaisons fondamentales :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_1^u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 9.60 + 1.5 \times 2.5 = 16.71 \text{ KN/m}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_1^{\text{ser}} = G_1 + Q_1 = 9.60 + 2.5 = 12.10 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de **1m** de largeur :

$$q_1^u = q_1^u \times 1.00 = 16.71 \times 1.00 = 16.71 \text{ KN/ml}$$

$$q_1^{\text{ser}} = q_1^{\text{ser}} \times 1.00 = 12.10 \times 1.00 = 12.10 \text{ KN/ml}$$

**2) Palier :****Charges permanentes :****Tableau III.21** : Charges permanentes palier.

Poids propre de la dalle ( $e_p = 15 \text{ cm}$ )	$0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose ( $e=2\text{cm}$ )	$0.02 \times 20 = 0.40 \text{ KN/m}^2$
Carrelage ( $e=2\text{cm}$ )	$0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
Lit de sable ( $e=3\text{cm}$ )	$0.03 \times 18 = 0.54 \text{ KN/m}^2$
Enduit en ciment ( $e=2\text{cm}$ )	$0.02 \times 18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
<b>La charge permanente</b>	<b><math>G_2 = 5.49 \text{ KN/m}^2</math></b>

**Surcharge d'exploitation :**

Locaux à usage d'habitation ou bureau =>  $Q_2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$

**Combinaisons fondamentales :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_2^u = 1.35G_2 + 1.5Q_2 = 1.35 \times 5.49 + 1.5 \times 2.5 = 11.16 \text{ KN/m}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_2^{ser} = G_2 + Q_2 = 5.49 + 2.5 = 7.99 \text{ KN/m}^2$$

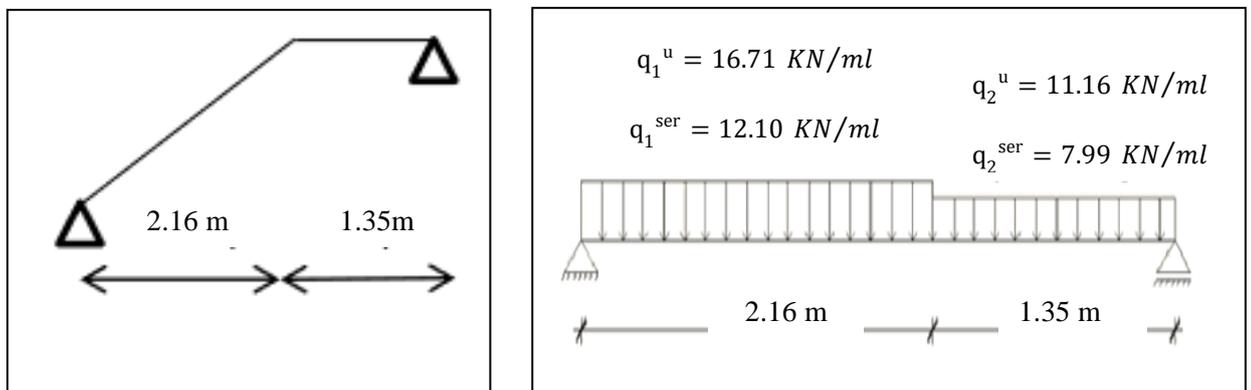
Pour une bande de **1m** de largeur :

$$q_2^u = q_2^u \times 1.00 = 11.16 \times 1.00 = 11.16 \text{ KN/ml}$$

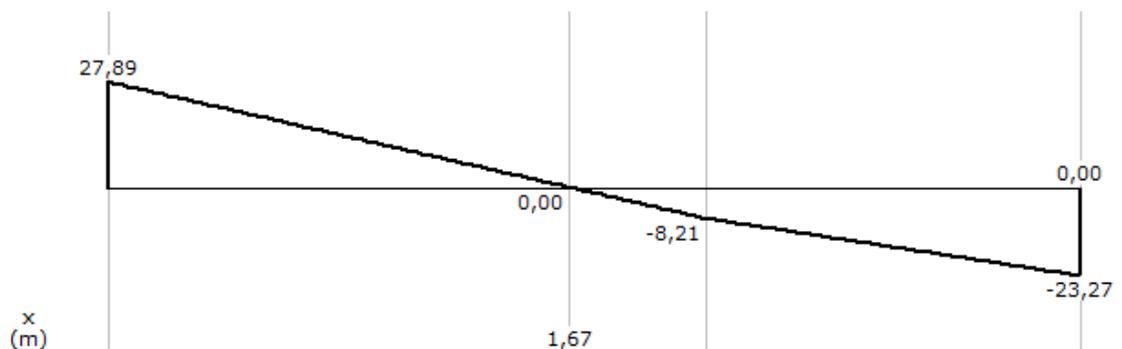
$$q_2^{ser} = q_2^{ser} \times 1.00 = 7.99 \times 1.00 = 7.99 \text{ KN/ml}$$

**3) Paillasse avec palier de repos :**

- Schéma statique



**Figure III.19 :** Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos.



**Figure III.20 :** Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

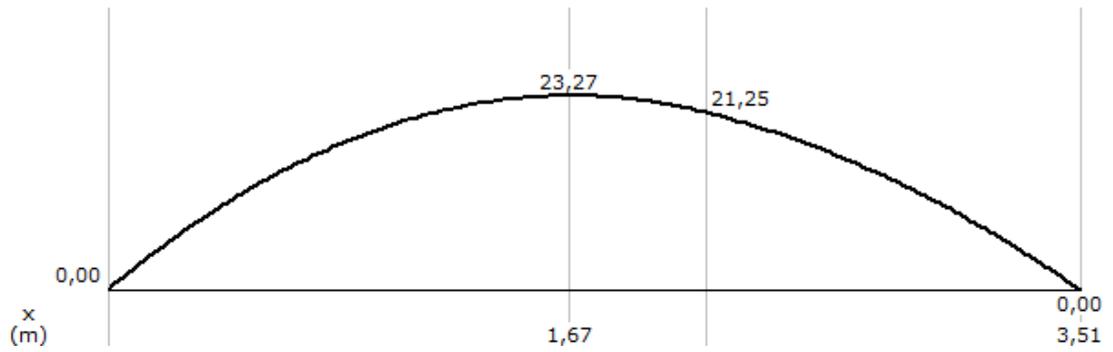


Figure III.21: Diagramme des moments à l'ELU.

Puisque les appuis sont partiellement encastés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_t^u = 0.85M_{max}^u = 0.85 \times 23,27 \\ M_a^u = 0.5M_{max}^u = 0.5 \times 23,27 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^u = 19.78 \text{ KN.m} \\ M_a^u = 11.635 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

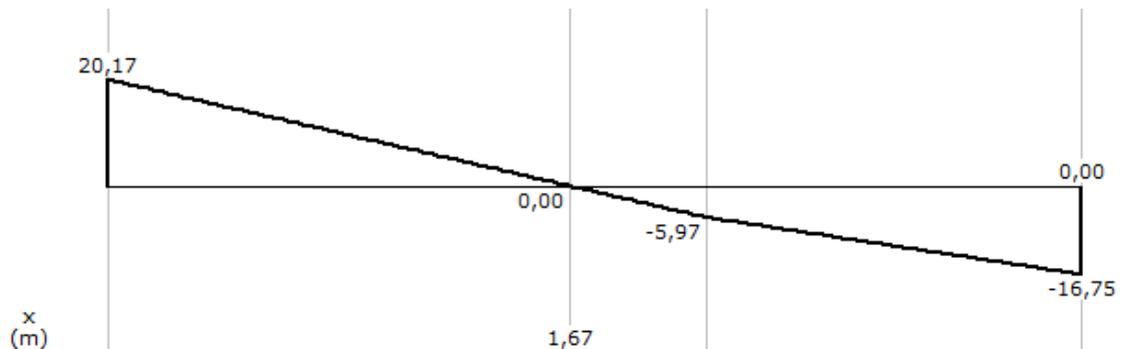


Figure III.22 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS .

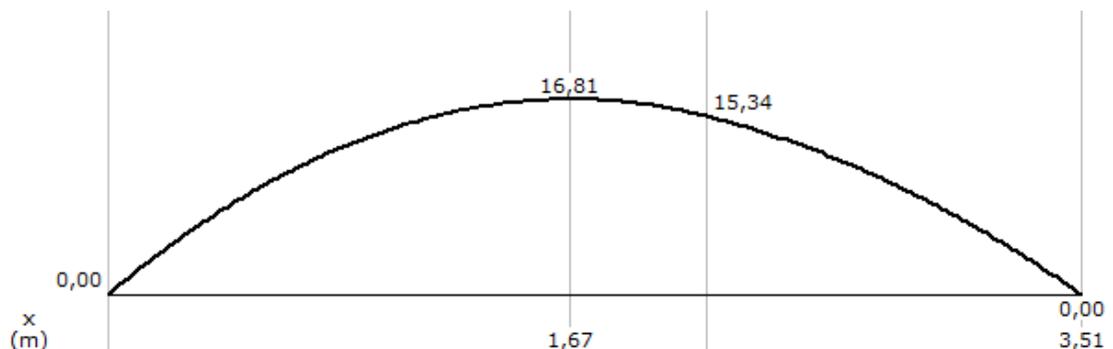


Figure III.23 : Diagramme des moments à l'ELS.

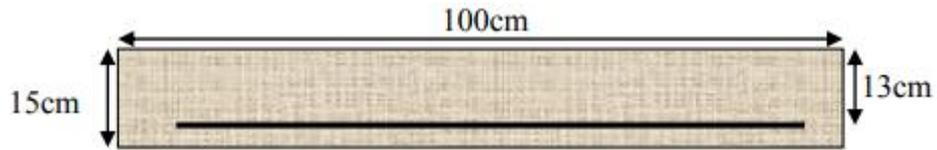
Puisque les appuis sont partiellement encastés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_t^{ser} = 0.85 M_{max}^{ser} = 0.85 \times 16.81 \\ M_a^{ser} = 0.5 M_{max}^{ser} = 0.5 \times 16.81 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^{ser} = 14.29 \text{ KN.m} \\ M_a^{ser} = 8.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**III.5.5 Calcul du ferrailage à ELU :**

**Armatures longitudinales :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec  $M_t^{max}$  pour une section (b×h) = (1m×e) la même chose pour le ferrailage aux appuis avec  $M_a^{max}$



**Figure III.24 :** Section d’escalier à ferrailer.

○ **En travée**

$M_t^u = 19.78 \text{ KN.m}$  ;  $\theta=1$  ;  $f_{c28}=30\text{MPa}$  ;  $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b=1.5$  ;  $\gamma_s = 1.15$  ;  $b = 1 \text{ m}$  ;  $h= e = 15 \text{ cm}$

$d=0.9 \times 15 = 13.5 \Rightarrow d = 13.5 \text{ cm}$

**Tableau III.22 :** Ferrailage en travée.

$M_t^u$ (KN.m)	$\mu$	$\mu \leq \mu_R$	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$\alpha_u$	Z (mm)	$A_s^{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s^{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A^{adop}$
19.78	0.064	oui	0	0.083	130.53	3.49	1.5	4T12	4.52

**Espacement :**  $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

• **Condition de non fragilité (BAEL91A4.21) :**

$$A_{s \min} \geq \text{Max}\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{s \min} \geq \text{Max}\left(\frac{100 \times 15}{1000}; \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.4}{500}\right) \Rightarrow A_{s \min} \geq \text{Max}(1.5 \text{ cm}^2; 1.49 \text{ cm}^2)$$

$$\Rightarrow A_{s \min} = 1.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 3.49 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 1.5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

○ **En appui :**

$M_a^u = 11.635 \text{ KN.m}$  ;  $\theta=1$  ;  $f_{c28}=30\text{MPa}$  ;  $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b=1.5$  ;  $\gamma_s = 1.15$  ;  $b = 1 \text{ m}$  ;  $h= e = 15 \text{ cm}$  ;  $d = 13.5 \text{ cm}$

**Tableau III.23:** Ferrailage en appui.

$M_a^u$ (KN.m)	M	$\mu \leq \mu_R$	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$\alpha_u$	Z (mm)	$A_s^{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_s^{min}$ ( $cm^2$ )	Choix	$A^{adop}$
11.635	0.038	oui	0	0.048	132.40	2.02	1.5	4T10	3.14

**Espacement :**  $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

• **Condition de non fragilité (BAEL91A4.21) :**

$$A_{s \min} \geq \text{Max}\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{s \min} \geq \text{Max}\left(\frac{100 \times 15}{1000}; \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.4}{500}\right) \Rightarrow A_{s \min} \geq \text{Max}(1.5 \text{ cm}^2; 1.49 \text{ cm}^2)$$

$$\Rightarrow A_{s \min} = 1.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 2.02 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 1.5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

**Les armatures de répartition :**

○ **En travée :**

$$A_r = \frac{A_{abop}}{4} \Rightarrow A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 1.13 \text{ cm}^2$$

**Donc on choisit :** 3T10  $\Rightarrow A_{adop} = 2,36 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$

○ **En appui :**

$$A_r = \frac{A_{adop}}{4} \Rightarrow A_r = \frac{3.14}{4} = 0.785 \Rightarrow A_r = 0.785 \text{ cm}^2$$

**Donc on choisit :** 3T10  $\Rightarrow A_{adop} = 2,36 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$

**3.5.6 Vérification a l'ELU :**

**Vérification des espacements des armatures :**

• **Armatures principales :**

$$h = e = 15 \text{ cm}$$

$$S_t < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t < \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots cv$$

• **Armatures de répartition :**

$$S_t < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t < \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

**Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{27.89 \times 10}{100 \times 13.5} \Rightarrow \tau_u = 0,207 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\tau_u \leq \text{Min} \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) ; \tau_u \leq \text{Min} \left( \frac{0,15 \times 30}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \tau_u \leq \text{Min}(3 ; 4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \tau_u = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.207 \text{ MPa} < \tau_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

La condition est vérifiée .il n Ya pas de risque de cisaillement .donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times a \times \frac{b_0 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = \text{Min} (a' ; 0.9d)$$

$$a' = b - 2c \Rightarrow a' = 100 - 2 \times 2 = 96 \text{ cm} ; 0,9d = 0,9 \times 13.5 = 12.15 \text{ cm}$$

$$a = \text{Min} (96 ; 12.15) \Rightarrow a = 12.17 \text{ cm}$$

$$V_u^{\max} = 27.89 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 27.89 \text{ KN} \leq 0.4 \times 12.15 \times \frac{100 \times 30}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$\Rightarrow V_u^{\max} = 27.89 \text{ KN} < 972 \text{ KN} \dots\dots \text{CV}$$

**Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinal :**

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s (V_u + H_u)}{f_e}$$

$$H_u = \frac{M_u}{0,9d}$$

$$V_u + \frac{M_u}{0,9d} \Rightarrow 27.89 + \frac{-23.27 \times 10^2}{0,9 \times 13.5} = 27.89 - 191.52 = -163.63 \text{ MPa} < 0$$

Les armatures inferieurs ne sont pas soumises à aucun effort de traction donc aucun vérification à faire.

**Vérification dès les armatures transversales**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{27.89 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.207 \text{ MPa} \leq 0.05 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

**III.5.7 Vérification a l'ELS :**

**Vérification des contraintes du béton :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n = 15 ; c' = 2 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; A'_s = 0$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 * 30 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\sigma_{bc} = K y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{En travée : } M_t^{ser} = 0.85M_{max}^{ser} = 0.85 \times 16.81 \Rightarrow M_t^{ser} = 14.29 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a^{ser} = 0.5M_{max}^{ser} = 0.5 \times 16.81 \Rightarrow M_a^{ser} = 8.41 \text{ KN.m}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.24 :** vérification des contraintes.

	$M^{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	14.29	4.52	3.65	8199.03	6.36	C .Vérifier
Appui	8.41	3.14	3.126	6087.126	4.32	C .vérifier

**Remarque :** pour le l'étude du 2<sup>eme</sup> volée le même calcul vas être entamé avec une longueur projetée du paillasse inférieure à celle du 1<sup>er</sup> et 3<sup>eme</sup> volé donc le moment va être réduit.

Donc on adoptera le même ferrailage que celui du 1<sup>er</sup> et 3<sup>eme</sup> volée.

### III.5.8 Schéma de ferrailage :

La disposition du ferrailage (armatures longitudinales et de répartitions) adopté pour la volée 1 et 3 d'escalier :

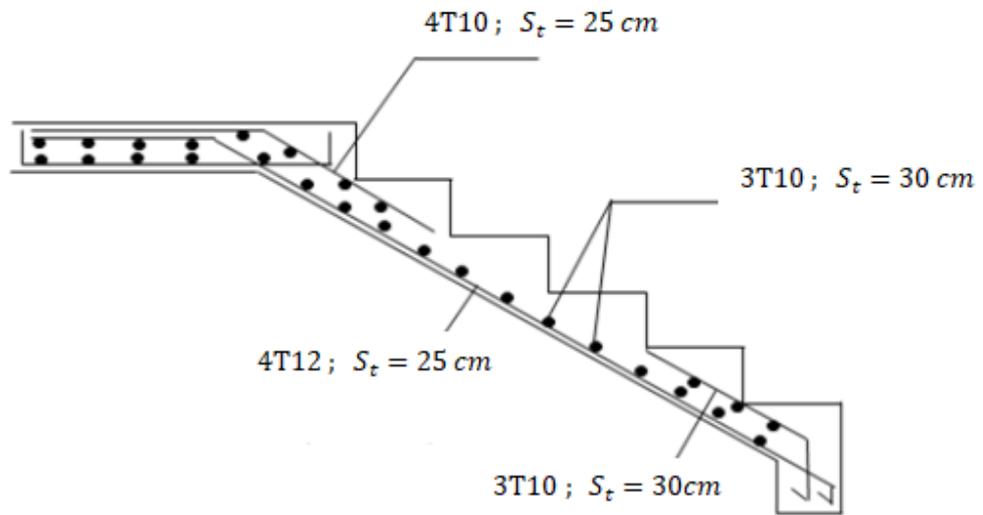


Figure III.25: Ferrailage de volée 1et 3.

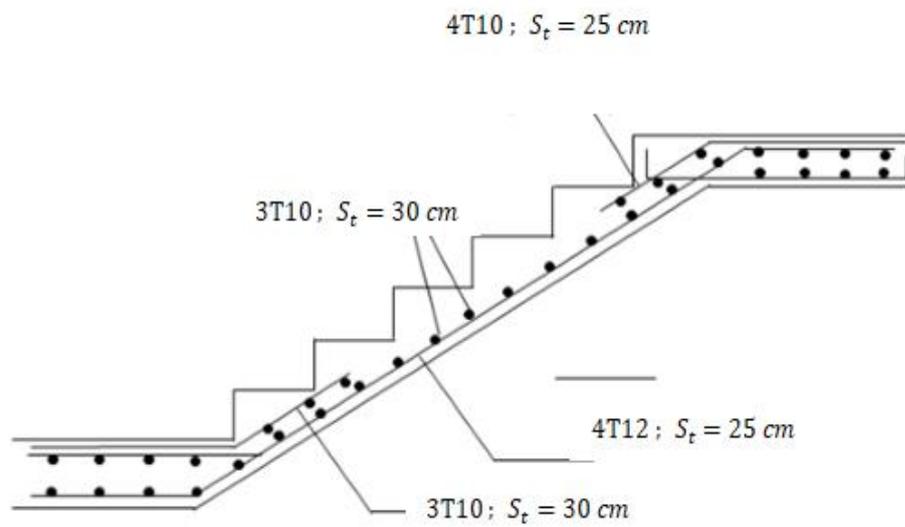
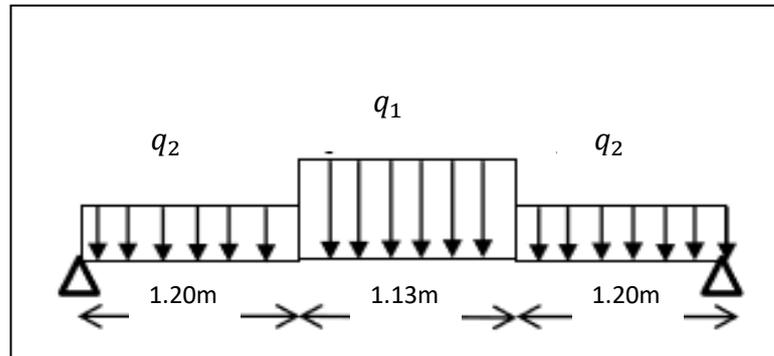


Figure III.26: Ferrailage de volée 2 .

**III.8.1 Poutre palière**

**III.8.2 Introduction :**

La poutre palière est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges (réactions) provenant des volées et des paliers de repos ainsi que celle des marches porteuses.



**Figure III.27 :** Schéma statique de la poutre palière

**III.8.3 Pré dimensionnement de la poutre palier :**

Le dimensionnement de la poutre palière s fait par les règles de BAEL91

La hauteur de la poutre est déterminée par :

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

Nous avons  $L=353cm$  ;  $\frac{353}{15} \leq h \leq \frac{353}{10} \Rightarrow 23.53cm \leq h \leq 35.3cm$

Donc on prend : **h=30 cm**

La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur, est donnée par :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$0.3 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 9cm \leq b \leq 21cm$

Donc on prend : **b=30 cm**

- **Vérification des exigences du RPA 99/V2003 :**

**b ≥ 20cm**  $\Rightarrow 30cm > 20cm$  .....(C.V)

**h ≥ 30cm**  $\Rightarrow 30cm = 30cm$  .....(C.V)

$\frac{h}{b} \leq 4$   $\Rightarrow 1 \leq 4$  .....(C.V)

On prend une section rectangulaire pour la poutre palière de **(30x30) cm<sup>2</sup>**

**III.8.4 Évaluation des charges :**

poids propre :  $b \times h \times \gamma_c = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$ .

▪ **Réaction des escaliers :**

$R_a(ELU) = 23 \text{ KN/ml}$

$R_a(ELS) = 16.54 \text{ KN/ml}$

▪ **Pondération des charges :**

$ELU : Q_u = 1,35(2,25+23) = 34.09 \text{ KN /ml}$

$ELS : Q_s = (2,25+16.54) = 18.79 \text{ KN /ml}$

$$M_0 = \frac{Q \cdot l^2}{8}$$

Moment aux appuis :  $M_a = 0.5M_0$

Moment en travée :  $M_t = 0.85M_0$

Effort tranchant :  $T = \frac{q_u \times l}{2}$

$L = 3.53 \text{ m}$

**Tableau III.25 :** Moment et l'effort tranchants.

	<b>M<sub>0</sub>(KN. ml)</b>	<b>T(KN)</b>	<b>M<sub>t</sub>(KN. ml)</b>	<b>M<sub>a</sub>(KN. ml)</b>
<b>ELU</b>	53.10	<b>60.17</b>	45.135	26.55
<b>ELS</b>	29.27	<b>33.16</b>	24.88	14.635

**III.8.5 Calcul du ferrailage à ELU :**

Les armatures longitudinales de a poutre palière à ELU sont calculées comme suit :

○ **En travée :**

$M_t^u = 45.135 \text{ KN.m} ; \theta=1 ; f_{c28}=30\text{MPa} ; \gamma_b=1.5 ; \gamma_s = 1.15 ; b = 30 \text{ cm}; h= 30 \text{ cm}$

$d=0.9 \times 30 = 27 \Rightarrow d = 27 \text{ cm}$

**Tableau III.26 : ferrailage en travée.**

$M_t^u$ (KN.m)	M	$\mu \leq \mu_R$	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$\alpha_u$	Z (mm)	$A_s^{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_s^{min}$ ( $cm^2$ )	Choix	$A^{adop}$
45.135	0.121	Oui	0	0.162	252.53	4.11	0.9	3T14	4.62

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq \text{Max}\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{s \min} \geq \text{Max}\left(\frac{30 \times 30}{1000}; \frac{0.23 \times 30 \times 27 \times 2.4}{500}\right) \Rightarrow A_{s \min} \geq \text{Max}(0.9cm^2; 0.89cm^2)$$

$$\Rightarrow A_{s \min} = 0.9cm^2 \Rightarrow A_s = 4.11cm^2 \geq A_{s \min} = 0.9cm^2 \dots cv$$

○ **En appui :**

$M_t^u = 26.55 \text{ KN.m}$  ;  $\theta=1$  ;  $f_{c28}=30\text{MPa}$  ;  $\gamma_b=1.5$  ;  $\gamma_s = 1.15$  ;  $b = 30 \text{ cm}$ ;  $h= 30 \text{ cm}$   
;  $d = 27 \text{ cm}$

**Tableau III.27: ferrailage en appui.**

$M_t^u$ (KN.m)	M	$\mu \leq \mu_R$	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$\alpha_u$	Z (mm)	$A_s^{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_s^{min}$ ( $cm^2$ )	Choix	$A^{adop}$
45.135	0.07	Oui	0	0.09	260	2.35	0.9	3T12	3.39

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq \text{Max}\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{s \min} \geq \text{Max}\left(\frac{30 \times 30}{1000}; \frac{0.23 \times 30 \times 27 \times 2.4}{500}\right) \Rightarrow A_{s \min} \geq \text{Max}(0.9cm^2; 0.89cm^2)$$

$$\Rightarrow A_{s \min} = 0.9cm^2 \Rightarrow A_s = 2.35cm^2 \geq A_{s \min} = 0.9cm^2 \dots cv$$

**III.8.6 Vérification a l'ELU :**

**Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{60.17 \times 10}{30 \times 27} \Rightarrow \tau_u = 0,74 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\tau_u^- \leq \text{Min} \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) ; \quad \tau_u^- \leq \text{Min} \left( \frac{0,15 \times 30}{1,5}; 4\text{MPa} \right) \Rightarrow \tau_u^- \leq \text{Min}(3 ; 4\text{MPa})$$

$$\Rightarrow \tau_u = 3\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,74 \text{ MPa} < \tau_u^- = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

La condition est vérifiée .il n y a pas de risque de cisaillement .donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**III.8.7 Vérification a l'ELS :**

**Vérification des contraintes du béton et acier :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n= 15 ; c' = 2 \text{ cm} ; d= 27 \text{ cm} ; b=30 \text{ cm} ; A'_s = 0 ; f_{t28} = 2,4 \text{ Mpa} ; n= 1,6 \text{ (HA)}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 250\text{MPa}$$

On doit vérifier que :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\sigma_{bc} = K y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = 15K (d - y) \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{En travée : } M_t^{ser} = 24,88 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a^{ser} = 14,635 \text{ KN.m}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.28 : vérification des contraintes.

	$M^{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	24.88	4.62	9.095	29740.11	7.609	C .Vérifier	138.59	C .Vérifier
Appui	14.635	3.39	8.02	23476.72	5	C .vérifier	176.514	C .Vérifier

**Vérification de la flèche :**

D’après l’article B.6.51 du BAEL91 :

Il faut vérifier les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s’imposera pas :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{353} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.085 \geq 0.0625 \dots\dots\dots cv$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.085 \geq \frac{24.88}{10 \times 29.27} \Rightarrow 0.085 = 0.085 \dots\dots\dots cv$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 27} \leq \frac{4.2}{500} \Rightarrow 0.0057 \leq 0.0084 \dots\dots\dots cv$$

Toutes les conditions sont vérifiées le calcul de la flèche n’est pas nécessaire.

**Calcul des armatures transversales et l’espacement :**

L’acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE500 ( $f_e = 500$  MPa)

Selon « BAEL 91 Modifié 99 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min} ( 0.9 d ; 40 \text{ cm} ) \\ \frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28} K}{0.8f_e} \quad ( K = 1 : \text{pas de reprise de bétonnage} ) \\ \frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

Selon « RPA99 version 2003 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0.003S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12 \phi \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad \text{Avec : } \phi \leq \\ \text{Min} \left( \frac{h}{35} ; \phi ; \frac{b}{10} \right) \end{array} \right.$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Tableau III.29 : calcul des armatures transversales.

T <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adpt</sup> (cm)		A <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sup>adpt</sup> (cm <sup>2</sup> )
		S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZN	S <sub>t</sub> (cm)ZC	ZN	ZC			
60.17	0.74	20	10	15	10	15	1.35	4T8	2.01

Schéma de ferrailage de la poutre palière :

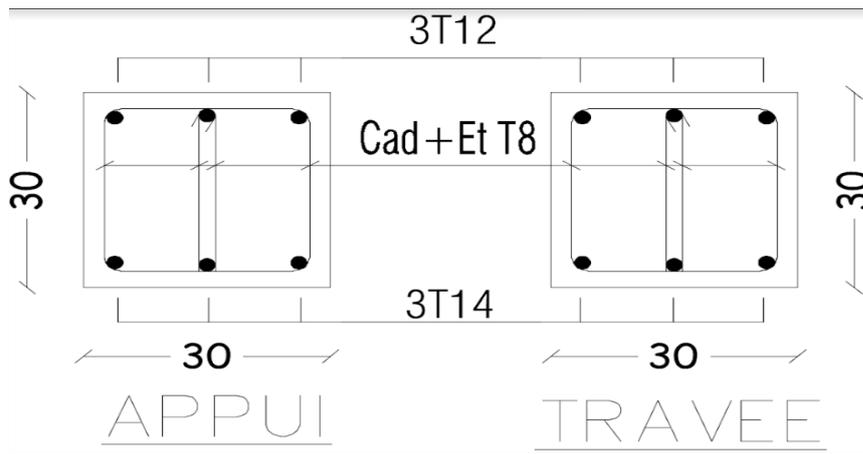


Figure III.28 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

**CHAPITRE IV**

**ETUDE DYNAMIQUE**

## IV.1 Introduction

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage. Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique.

De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

## IV.2 Etude dynamique

### IV.2.1 Introduction :

L'analyse dynamique est basé sur modélisation de la structure , nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul, Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts sismique .

### IV.2.2 Modélisation de la structure :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose. Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de connu sur le nom **ETABS**.

### IV.2.3 Présentation du logiciel ETABS :

**ETABS** "Extended 3D Analysis of Building Systems" : est un programme de calcul conçu Exclusivement pour les bâtiments. Il permet une modélisation simple et rapide de tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Possibilités d'analyse dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis.

Ce programme permet le calcul et le dimensionnement des éléments structurels en fonction de la différence .De plus, ce programme utilise une terminologie spécifique au secteur de la construction (sol, dalle, trumeau, linéa etc ...).

### IV.2.4 Étapes de modélisation :

Le calcul dynamique est réalisé sur un modèle tridimensionnel de la structure, avec 10 niveaux (entre sol +RDC+8 étages) encastrée à sa base. Dans ce modèle, on ne modélisera que les éléments structuraux (voiles, portiques et dalles pleines), les éléments secondaires sont introduits comme charges.

### IV.2.5 Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q) sous forme de charges surfaciques (Shell load - Uniform load sets), et le chargement sismique est obtenu par l'application de deux spectres de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement (Vxdyn et Vydyn).

### IV.2.6 Modélisation de la masse :

- La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  RPA/ version 2003 (dans notre cas  $\beta=0,2$ ) correspondant de la surcharge d'exploitation,
- La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé à savoir  $25\text{KN/m}^3$ .
- La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs ..... ) a été répartie sur les poutres concernées.
- ELU :  $1,35G+1,5Q$
- ELS :  $G+Q$
- $G+Q+E_X$
- $G+Q+E_Y$
- $0,8G+E_X$
- $0,8G+E_Y$

### IV.2.7 Nombre de mode à prendre en compte :

D'après les **RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a)** pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considéré

### IV.2.8 L'analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

L'ETABS 20 offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique

## IV.3 Étude sismique

### IV.3.1 Stratégie du calcul sismique :

Le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélero-grammes.

#### 1- La méthode statique équivalente :

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

#### Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

-Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

-Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

- Zone III :**
- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
  - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
  - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

- ✓ la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

## 2- La méthode d'analyse modale spectrale :

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

### Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad \dots\dots (4-14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et  $T_K$  la période du mode K.

## 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle) :

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

### IV.3.2 Choix de la méthode calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans le cas de notre structure étudié la hauteur supérieurement à 10 m en zone III, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

### IV.3.3 Analyse spectrale :

#### IV.3.3.1 Méthode dynamique modale spectrale :

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.

Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

#### IV.3.3.2 Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

Avec :

**g** : accélération de la pesanteur.

**g** = 9.8067 N

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

Pour notre cas :

- L'ouvrage est classé de (groupe 2).

- L'implantation de ce hôtel se fera dans la wilaya de BLIDA (zone III).

Donc :

**A = 0,25**

**η** : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique.

avec  $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

$\xi = 7\%$ . (Portique en béton armée et de remplissage dense).

**R** : Coefficient de comportement de la structure qui reflète la ductilité de la structure. Il est en fonction du système de contreventement.

**R=5** (Mixte portique/voile avec interaction).

**Importance de l'ouvrage (A3.2/RPA99/2003) :**

Pour les bâtiments d'habitation collective ou à usage de multiple dont la hauteur ne dépasse pas 48 m (notre cas : H = 30,6 m) sont classées comme des **ouvrages courants ou d'importance moyenne (groupe 2)**.

**Site (A3.3/RPA99/2003) :**

Selon le rapport de sol, le site de notre projet est classé comme **site meuble (S3)**

**Tableau IV.1** : valeur de la période (T1 et T2).

Site	S1 (site rocheux)	S2 (site ferme)	S3 (site meuble)	S4 (site très meubles)
<b>T1<sub>sec</sub></b>	<b>0,15</b>	<b>0,15</b>	<b>0,15</b>	<b>0,15</b>
<b>T2<sub>sec</sub></b>	<b>0,30</b>	<b>0,40</b>	<b>0,50</b>	<b>0,70</b>
<b>S3</b> <b>T1<sub>sec</sub> = 0,15 / T2<sub>sec</sub> = 0,50</b>				

**Q** : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de **Q** déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  [2]

$P_q$  : 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(RPA 99/version 2003)**.

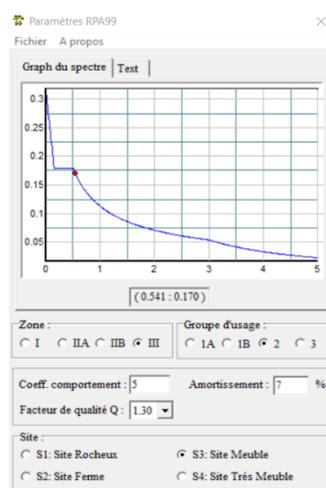
**Tableau IV.2 : Valeurs de Pénalités.**

Critère q	Observée (o/n)	Pq// xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	NON	0.05	NON	0.05
Redondance en plan	OUI	0	OUI	0
Régularité en plan	NON	0.05	NON	0.05
Régularité en élévation	OUI	0	OUI	0
Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0	OUI	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0	OUI	0

$$Q//xx=1+(0.05+0.00+0.05+0.00+0.05+0.00) = 1,1.$$

$$Q//yy=1+(0.05+0.00+0.05+0.00+0.05+0.1) = 1,1..$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse :**



**Figure IV.1 : Spectre de réponse.**

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données. La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q e:t E).

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

. La résultante des forces sismique à la base  $V_T$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminé par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par Formule empirique appropriée

Si  $V_T < 0,8V$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, Moments ...) dont le rapport est de :  $r = \frac{0,8V}{V_t}$

Où :

$V_T$ : tirer par logiciel de calcul (modale spectrale).

$V$  : obtenu par la méthode statique équivalente

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

Cette force  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R}$$

Avec

$A = 0,25$  Coefficient d'accélération de zone

$W$  : Poids total de la structure.

$Q = 1,10$

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

$$\eta = 0,8819 \quad T_1 = 0,15 \text{ s} \quad T_2 = 0,5 \text{ s} \quad T = ?$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left( T = C_T \times h_N^{3/4} , T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

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

$$h_N = 27,54 \text{ m}$$

$D$  : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\begin{cases} \Rightarrow D_x = 24.68m, \\ \Rightarrow D_y = 24.45m \end{cases}$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05(27.54)^{3/4} = 0.601s, \text{ dans les deux directions.}$$

$$\checkmark \text{ Suivant la direction (x-x)} \quad T_x = 0.09 \frac{27.54}{\sqrt{24.68}} = 0.499 \text{ sec.}$$

$$\checkmark \text{ Suivant la direction (y-y)} \quad T_y = 0.09 \frac{27.54}{\sqrt{24.45}} = 0.501 \text{ sec.}$$

$$\text{Sens (x-x)} : T_x = \min(0.499; 0.601) = 0.499 \text{ sec.}$$

$$\text{Sens (y-y)} : T_y = \min(0.501; 0.601) = 0.501 \text{ sec.}$$

Calcul de D

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left( \frac{0.5}{0.499} \right)^{2/3} = 2.208 \\ D_y = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left( \frac{0.5}{0.501} \right)^{2/3} = 2.202 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0.25 \times 2.208 \times 1.10}{5} \cdot W = 0.12144 \times W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \cdot W = \frac{0.25 \times 2.202 \times 1.10}{5} \cdot W = 0.12111 \times W \end{cases}$$

## IV.4 Résultats de l'analyse sismique

### IV.4.1 Modèle initial :

- Disposition des voiles :

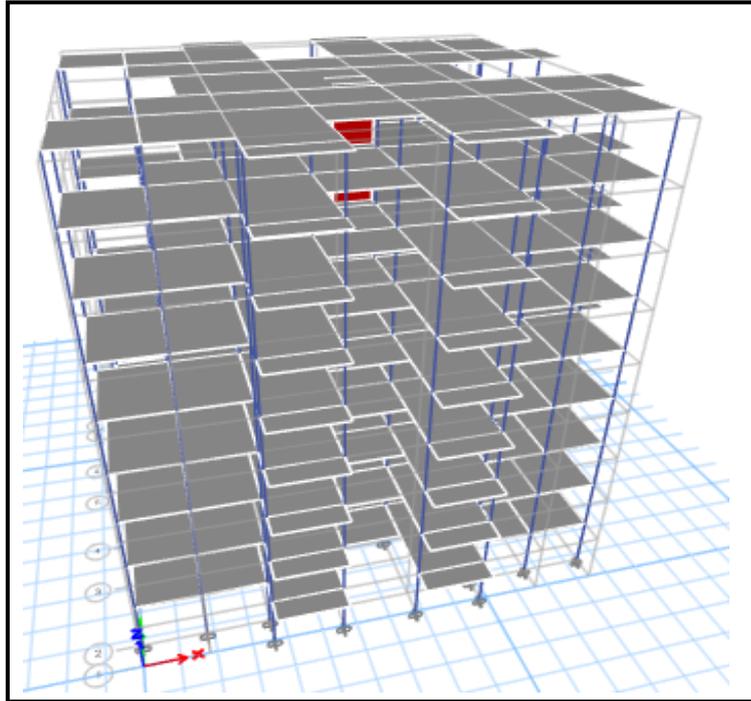


Figure IV.2 : Vue en 3D du modèle initial.

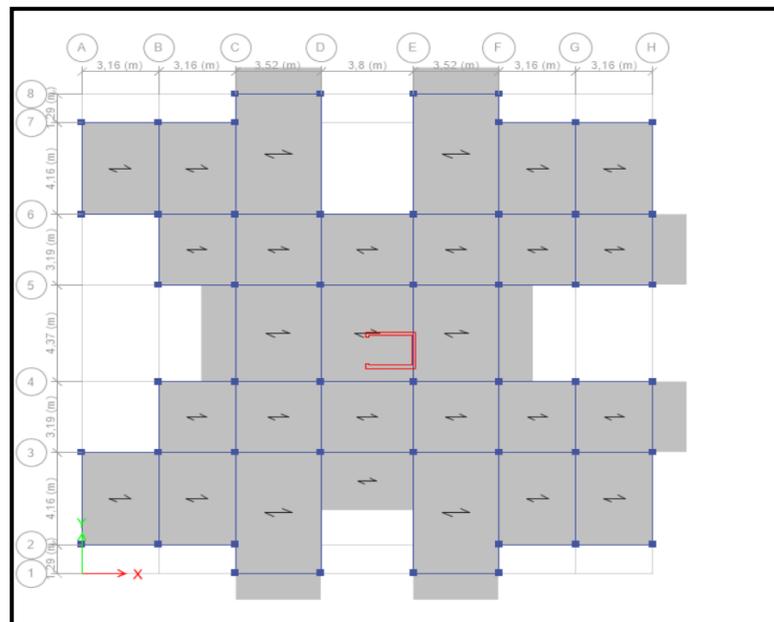


Figure IV.3 : Vue en plan du modèle initial.

**Tableau IV.3 :** Dimensions des éléments verticaux et horizontaux de chaque niveau.

Niveau	Les sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Les sections des Poutres principales (cm <sup>2</sup> )	Les sections des Poutres secondaire (cm <sup>2</sup> )
03 <sup>ème</sup> ; 04 <sup>ème</sup> ; 05 <sup>ème</sup> ; 06 <sup>ème</sup> ; 07 <sup>ème</sup> ; 08 <sup>ème</sup>	<b>30×30</b>	<b>30×40</b>	<b>30×35</b>
1 <sup>er</sup> ; 02 <sup>ème</sup>	<b>35×35</b>	<b>30×40</b>	<b>30×35</b>
RDC	<b>40×40</b>	<b>30×40</b>	<b>30×35</b>

Dalle pleine (balcon)	Voile	Dalle corps creux
e = 15 cm	e = 15 cm	16+5 cm

- **Caractéristiques dynamiques propres :**

**Tableau IV.4 :** Participation massique du modèle initial.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ	
		sec													
Modal	1	1,178	0,6475	0,0324	0	0,6475	0,0324	0	0,0108	0,2453	0,0606	0,0108	0,2453	0,0606	
Modal	2	1,157	0,0855	0,1205	0	0,733	0,153	0	0,0409	0,0343	0,5515	0,0517	0,2796	0,6121	
Modal	3	1,076	0,0029	0,5875	0	0,7359	0,7405	0	0,2246	0,0012	0,1512	0,2763	0,2808	0,7634	
Modal	4	0,387	0,0027	0,0141	0	0,7386	0,7546	0	0,0481	0,0095	0,102	0,3243	0,2903	0,8654	
Modal	5	0,357	0,1254	0,0006	0	0,864	0,7552	0	0,0023	0,38	0,0041	0,3267	0,6703	0,8695	
Modal	6	0,335	0,0024	0,1221	0	0,8664	0,8772	0	0,3681	0,0063	0,0129	0,6948	0,6766	0,8824	
Modal	7	0,23	0,0005	0,0037	0	0,8669	0,881	0	0,0064	0,0008	0,042	0,7011	0,6774	0,9245	
Modal	8	0,183	0,0424	0,0115	0	0,9092	0,8924	0	0,0215	0,0783	0,0027	0,7226	0,7557	0,9271	
Modal	9	0,18	0,0144	0,0394	0	0,9236	0,9318	0	0,0751	0,027	0,0019	0,7977	0,7827	0,929	
Modal	10	0,161	0,0002	0,0014	0	0,9238	0,9333	0	0,0047	0,0006	0,0192	0,8024	0,7833	0,9482	
Modal	11	0,122	0,0001	0,0013	0	0,9239	0,9346	0	0,0035	0,0003	0,0109	0,8059	0,7836	0,9591	
Modal	12	0,121	5,205E-07	0,0219	0	0,9239	0,9565	0	0,0665	0,000002811	0,002	0,8724	0,7836	0,9611	

- **Remarque**

Ce modèle ne comporte que les voiles de la cage d'ascenseur.

- **Constataion**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : T = 1,178sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation x-x
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode rotation
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode translation y-y

Alors on passe au prochain modèle et on rajoute des voiles pour éviter les modes rotations.

IV.4.2 Modèle 1 :

- Disposition des voiles :

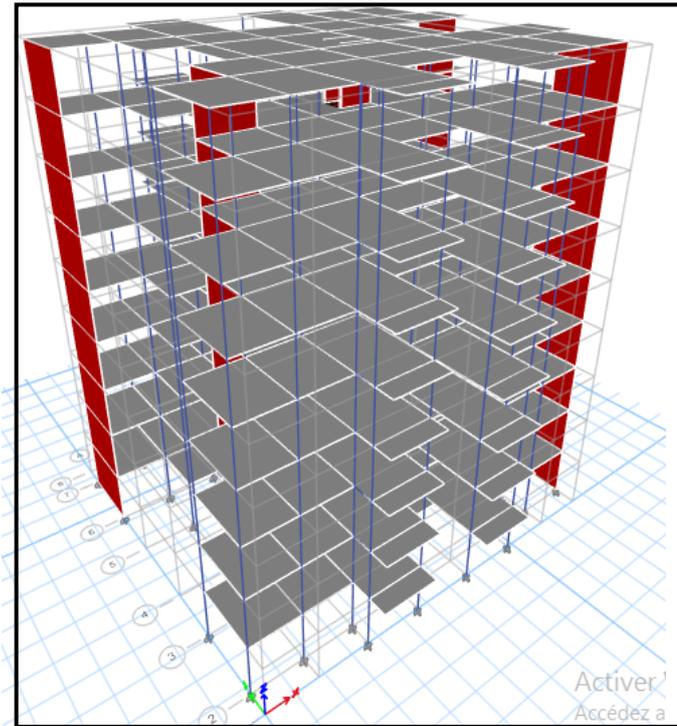


Figure IV.4 : Vue en 3D du modèle 1.

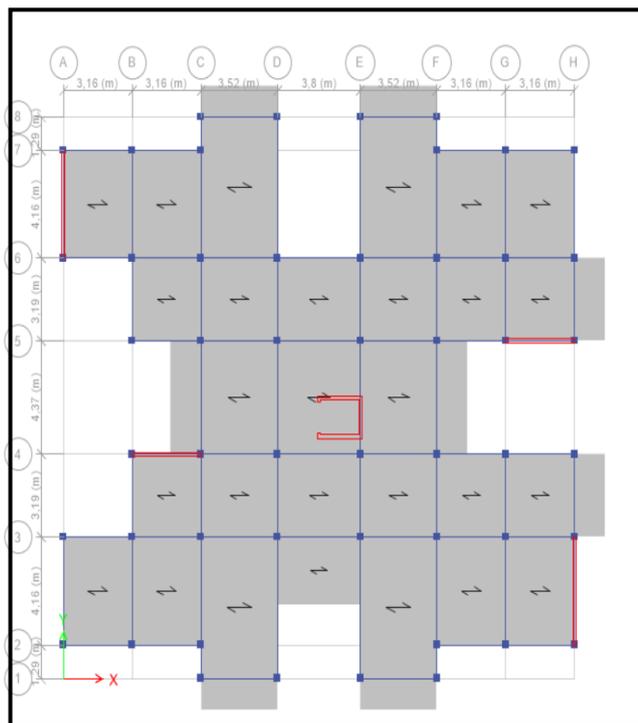


Figure IV.5 : Vue en plan du modèle 1.

1- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV.5 : Participation massique du 1<sup>er</sup> modèle.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0,945	0,6923	0,00008367	0	0,6923	0,00008367	0	8,209E-07	0,329	0,0002	8,209E-07	0,329	0,0002
Modal	2	0,834	0,00003678	0,6438	0	0,6923	0,6438	0	0,3084	0,00002101	0,0444	0,3084	0,329	0,0446
Modal	3	0,739	0,0002	0,0464	0	0,6926	0,6902	0	0,0226	0,0001	0,6361	0,3309	0,3291	0,6807
Modal	4	0,251	0,1601	0,0053	0	0,8526	0,6955	0	0,0107	0,3188	0,0001	0,3416	0,6479	0,6807
Modal	5	0,234	0,0048	0,1633	0	0,8574	0,8588	0	0,3152	0,0092	0,009	0,6568	0,6571	0,6898
Modal	6	0,202	0,0001	0,0078	0	0,8575	0,8666	0	0,0163	0,0001	0,1722	0,6731	0,6572	0,862
Modal	7	0,146	0,0028	0,0412	0	0,8604	0,9078	0	0,0832	0,0056	0,0089	0,7563	0,6628	0,8709
Modal	8	0,131	0,012	0,0044	0	0,8724	0,9122	0	0,009	0,0239	0,0352	0,7653	0,6867	0,9061
Modal	9	0,117	0,049	0,0089	0	0,9214	0,9212	0	0,0184	0,0972	0,0061	0,7838	0,7839	0,9122
Modal	10	0,113	0,0001	0,0079	0	0,9215	0,9291	0	0,023	0,0002	0,0105	0,8068	0,7841	0,9228
Modal	11	0,104	0,0039	0,0101	0	0,9254	0,9392	0	0,0295	0,0108	0,0046	0,8363	0,7949	0,9273
Modal	12	0,094	0,00009765	0,0014	0	0,9254	0,9406	0	0,0038	0,00002561	0,0082	0,8401	0,7949	0,9356

Constatation : L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0,945 \text{ sec}$ .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est une translation suivant x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est une translation suivant y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

a- Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « ETABS 20.3.0 » on a :

$$W = 32955.94 \text{ KN} \rightarrow \begin{matrix} V^x = 3618.26 \text{ KN} \\ V^y = 3612.17 \text{ KN} \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0.8V^x = 2894.6092 \text{ KN} \\ 0.8V^y = 2889.7389 \text{ KN} \end{matrix}$$

$$V_{dx} = 2415.03 \text{ KN}$$

$$V_{dy} = 2553.21 \text{ KN}$$

Il faut que  $V_{dynamique} \geq 0,8V_{statique}$  et cela dans les deux sens

$$V_{dx} = 2415.03 \text{ KN} < 2894.6092 \text{ KN}$$

$$V_{dy} = 2553.21 \text{ KN} < 2889.7389 \text{ KN}$$

La Condition n'est pas vérifiée.

TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m	Z m
EX	LinRespSpec	Max	2415,0322	2553,2057	0	48895,5158	45987,3529	34917,17	0	0	0
EY	LinRespSpec	Max	2415,0322	2553,2057	0	48895,5158	45987,3529	34917,17	0	0	0
W	Combination		0	0	32955,9422	354116,0463	-401690,4039	0	0	0	0

- Le facteur de qualité (Q) :	Q =	1,15	
- Le coefficient de comportement global (R) :			
Il est fonction (du système de contreventement):			
Contreventement mixte portiques-voiles	⇒ R =	5,00	
- Le poids de la structure (W) :	W =	32955,9 Ton	
		KN	
Donc :			
$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q * W}{R}$	$V_x =$	3618,26 KN	
	$V_y =$	3612,17 KN	
il faut que :	$V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$	et cela dans les deux sens.	
	$V_{st}(KN)$	$0.8 * V_{st}(KN)$	Observation
Sens X-X	2415,03	2894,609218	Non vérifiée
Sens Y-Y	2553,21	2889,738881	Non vérifiée
Dans le sens XX pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de			
	$0.8 * V_{st} / V_{dyn} =$	1,199	
Dans le sens YY pour Ey il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de			
	$0.8 * V_{st} / V_{dyn} =$	1,132	

**Vérification des déplacements inter-étage :**

D’après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\sigma_K = R \times \delta_{ek}$$

- $\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques
- R : coefficient de comportement **R = 5**

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\Delta_K / h_k < 1\%$$

**Selon l’axe x-x :**

**Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter-étage selon (x-x).**

Dans le sens X-X							
Niveaux	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k / h_k$ (%)	Observation
RDC	0,1107	0,5535	0	0,55	306,0	0,18%	vérifiée
Etage 1	0,363	1,815	0,5535	1,26	306,0	0,41%	vérifiée
Etage 2	0,6886	3,443	1,815	1,63	306,0	0,53%	vérifiée
Etage 3	1,1007	5,5035	3,443	2,06	306,0	0,67%	vérifiée
Etage 4	1,5367	7,6835	5,5035	2,18	306,0	0,71%	vérifiée
Etage 5	1,9784	9,892	7,6835	2,21	306,0	0,72%	vérifiée
Etage 6	2,4076	12,038	9,892	2,15	306,0	0,70%	vérifiée
Etage 7	2,8123	14,0615	12,038	2,02	306,0	0,66%	vérifiée
Etage 8	3,1623	15,8115	14,0615	1,75	306,0	0,57%	vérifiée

Selon l'axe y-y :

**Tableau IV.7 :** Vérification des déplacements inter-étage selon (y-y).

Dans le sens Y-Y							
Niveaux	$\delta_{\Delta_k}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
RDC	0,1166	0,583	0	0,58	306,0	0,19%	vérifiée
Etage 1	0,3581	1,791	0,583	1,21	306,0	0,39%	vérifiée
Etage 2	0,6444	3,222	1,791	1,43	306,0	0,47%	vérifiée
Etage 3	1,0322	5,161	3,222	1,94	306,0	0,63%	vérifiée
Etage 4	1,4479	7,240	5,161	2,08	306,0	0,68%	vérifiée
Etage 5	1,8786	9,393	7,240	2,15	306,0	0,70%	vérifiée
Etage 6	2,306	11,530	9,393	2,14	306,0	0,70%	vérifiée
Etage 7	2,703	13,515	11,530	1,99	306,0	0,65%	vérifiée
Etage 8	3,0502	15,251	13,515	1,74	306,0	0,57%	vérifiée

**Vérification du critère de l'effort normal réduit**

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

$B_c$  : section de poteau

$N_d$  : G+Q ±E

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.8 :** Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

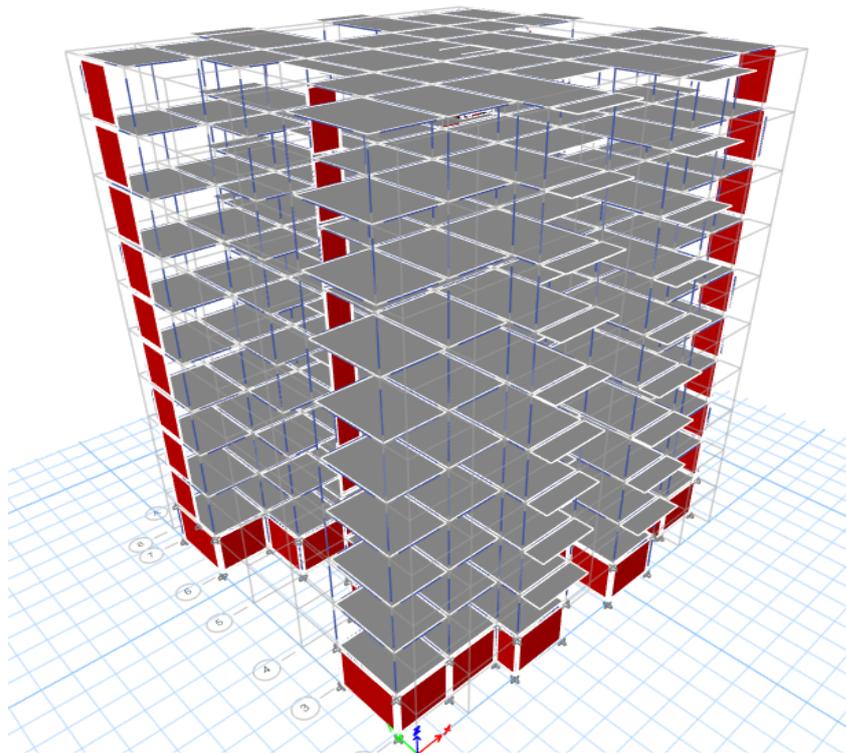
Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
RDC	40	40	1600	1804,43	0,376	Non Vérifiée
Etage 1	35	35	1225	1490,25	0,406	Non Vérifiée
Etage 2	35	35	1225	1284,05	0,349	Non Vérifiée
Etage 3	30	30	900	1082,78	0,401	Non Vérifiée
Etage 4	30	30	900	888,50	0,329	Non Vérifiée
Etage 5	30	30	900	701,14	0,260	Vérifiée
Etage 6	30	30	900	518,79	0,192	Vérifiée
Etage 7	30	30	900	339,96	0,126	Vérifiée
Etage 8	30	30	900	164,31	0,061	Vérifiée

**Remarque**

- Les efforts normaux réduits dépassent les valeurs admissibles imposées par le “RPA99 version 2003”.
- Donc il faut augmenter les sections des poteaux dans la structure.

**Tableau IV.9** : section des poteaux.

Niveau	S poteaux
RDC	50x50
1 <sup>er</sup>	45x45
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	40x40
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup>	35x35
6 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	30x30

**IV.3.3 Modèle final :****Figure IV.6** : Vue en 3D du modèle final.

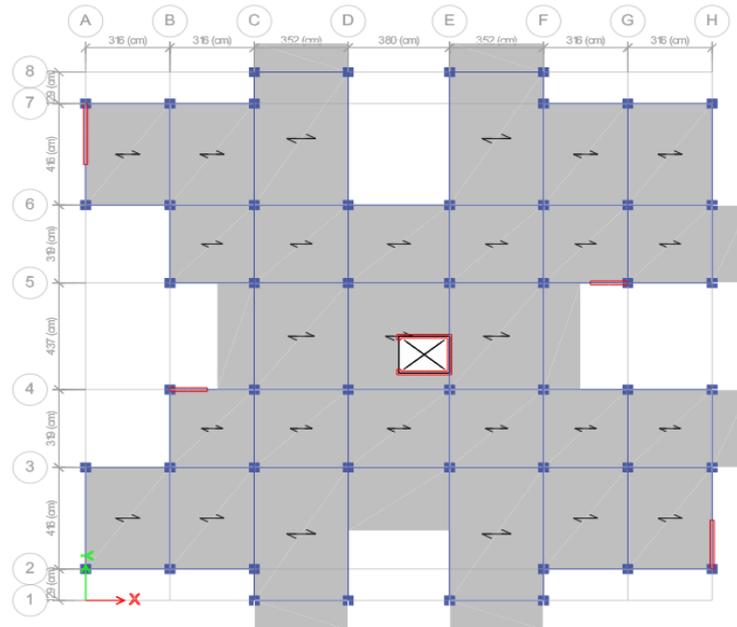


Figure IV.7 : Vue en plan du modèle finale.

Caractéristiques dynamiques propres

Tableau IV.10 : participation massique du modèle final.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0,962	0,6974	0,00002307	0	0,6974	0,00002307	0	0,000008726	0,5515	0,0013	0,000008726	0,5515	0,0013
Modal	2	0,858	0,000003392	0,6929	0	0,6974	0,693	0	0,5578	0,000176	0,0005	0,5578	0,5515	0,0018
Modal	3	0,821	0,0013	0,0005	0	0,6987	0,6935	0	0,0005	0,0013	0,6894	0,5583	0,5528	0,6912
Modal	4	0,306	0,1425	0,00001636	0	0,8412	0,6935	0	0,0001	0,21	0,0002	0,5585	0,7628	0,6914
Modal	5	0,275	0,0001	0,1483	0	0,8413	0,8418	0	0,1994	0,0001	0,005	0,7578	0,7628	0,6963
Modal	6	0,268	0,0002	0,0065	0	0,8416	0,8482	0	0,0078	0,0002	0,144	0,7656	0,7631	0,8403
Modal	7	0,154	0,0562	0,0033	0	0,8977	0,8515	0	0,004	0,0632	0,0008	0,7696	0,8263	0,8411
Modal	8	0,151	0,0043	0,0125	0	0,902	0,864	0	0,0155	0,0043	0,039	0,7851	0,8306	0,8801
Modal	9	0,144	0,0011	0,0439	0	0,9031	0,908	0	0,0513	0,0014	0,017	0,8364	0,832	0,8971
Modal	10	0,111	0,00002959	0,0036	0	0,9031	0,9116	0	0,007	0,00001583	0,0213	0,8434	0,832	0,9184
Modal	11	0,102	0,0124	0,0139	0	0,9155	0,9255	0	0,0242	0,0206	0,0037	0,8676	0,8526	0,922
Modal	12	0,094	0,0203	0,0115	0	0,9358	0,937	0	0,0198	0,0337	0,0016	0,8874	0,8863	0,9236

Constatation

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : T =0,962.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est une translation suivant x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est une translation suivant y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

Résultantes des forces sismiques

D'après le fichier des résultats de « ETABS 20.3.0 » on a :

$$W = 33594.76 \text{ KN} \rightarrow \begin{matrix} V^x = 3688.40 \text{ KN} \\ V^y = 3682.19 \text{ KN} \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0.8V^x = 2950.719 \text{ KN} \\ 0.8V^y = 2945.754 \text{ KN} \end{matrix}$$

$$V_{dx} = 2990.94\text{KN}$$

$$V_{dy} = 2982.01\text{KN}$$

Il faut que  $V_{dynamique} \geq 0,8V_{statique}$  et cela dans les deux sens

$$V_{dx} = 2990.94\text{KN} > 2950.719 \text{ KN}$$

$$V_{dy} = 2982.01\text{KN} > 2945.754\text{KN}$$

La Condition est vérifiée.

- Le facteur de qualité (Q) :	Q =	1,15
- Le coefficient de comportement global (R) :	Il est fonction (du système de contreventement):	
Contreventement mixte portiques-voiles	⇒ R =	5,00
- Le poids de la structure (W) :	W =	Ton
	33594,76	KN
Donc :		
$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W =$	$V_{st} = 3688,40$	KN
	$V_{st} = 3682,19$	KN
il faut que :	$V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$ et cela dans les deux sens.	
	$V_{st} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$
Sens X-X	2990,94	2950,718504
Sens Y-Y	2982,01	2945,75376
		Observation
		Vérifiée
		Vérifiée

**Vérification des déplacements inter-étage :**

$$\Delta_K / h_k < 1\%$$

Selon l'axe x-x :

**Tableau IV.11:** Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (xx).

Niveaux	Dans le sens X-X			$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k / h_k$ (%)	Observation
	$\delta_{zk}$ (cm)	$\delta_z$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)				
RDC	0,1703	0,8515	0	0,85	306,0	0,28%	vérifiée
Etage 1	0,5424	2,712	0,8515	1,86	306,0	0,61%	vérifiée
Etage 2	1,0355	5,1775	2,712	2,47	306,0	0,81%	vérifiée
Etage 3	1,5552	7,776	5,1775	2,60	306,0	0,85%	vérifiée
Etage 4	2,1213	10,6065	7,776	2,83	306,0	0,93%	vérifiée
Etage 5	2,6462	13,231	10,6065	2,62	306,0	0,86%	vérifiée
Etage 6	3,1761	15,8805	13,231	2,65	306,0	0,87%	vérifiée
Etage 7	3,634	18,17	15,8805	2,29	306,0	0,75%	vérifiée
Etage 8	4,0063	20,0315	18,17	1,86	306,0	0,61%	vérifiée

Selon l'axe y-y :

**Tableau IV.12:** Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (yy).

Niveaux	Dans le sens Y-Y			$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)				
RDC	0,1344	0,672	0	0,67	306,0	0,22%	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,4154	2,077	0,672	1,41	306,0	0,46%	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,778	3,890	2,077	1,81	306,0	0,59%	<i>vérifiée</i>
Etage 3	1,1587	5,794	3,890	1,90	306,0	0,62%	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1,5342	7,971	5,794	2,18	306,0	0,71%	<i>vérifiée</i>
Etage 5	2,007	10,035	7,971	2,06	306,0	0,67%	<i>vérifiée</i>
Etage 6	2,4593	12,297	10,035	2,26	306,0	0,74%	<i>vérifiée</i>
Etage 7	2,8522	14,261	12,297	1,96	306,0	0,64%	<i>vérifiée</i>
Etage 8	3,161	15,805	14,261	1,54	306,0	0,50%	<i>vérifiée</i>

**Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

$B_c$  : section de poteau

$N_d$  : G+Q ±E

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.13 :** vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
RDC	50	50	2500	2042,82	0,272	<i>Vérifiée</i>
Etage 1	45	45	2025	1589,27	0,262	<i>Vérifiée</i>
Etage 2	40	40	1600	1372,72	0,286	<i>Vérifiée</i>
Etage 3	40	40	1600	1165,03	0,243	<i>Vérifiée</i>
Etage 4	35	35	1225	960,61	0,261	<i>Vérifiée</i>
Etage 5	35	35	1225	762,33	0,207	<i>Vérifiée</i>
Etage 6	30	30	900	565,10	0,209	<i>Vérifiée</i>
Etage 7	30	30	900	369,77	0,137	<i>Vérifiée</i>
Etage 8	30	30	900	177,75	0,066	<i>Vérifiée</i>

**Remarque**

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « RPA99 version 2003 ».
- Les efforts normaux réduits sont inférieurs à la limite imposée par le « RPA99 version 2003 ».

**Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :**

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.14 :** Vérification l'effet P- $\Delta$  inter étages du modèle final selon l'axe (x-x).

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Dans le sens X-X			Observation
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	
Etage 8	306	3898,015	1,86	772,9708	0,031	vérifiée
Etage 7	306	7372,959	2,29	1287,8542	0,043	vérifiée
Etage 6	306	10847,9	2,65	1699,4509	0,055	vérifiée
Etage 5	306	14436,47	2,62	2033,2306	0,061	vérifiée
Etage 4	306	18025,04	2,83	2324,3137	0,072	vérifiée
Etage 3	306	21746,36	2,6	2576,8657	0,072	vérifiée
Etage 2	306	25467,68	2,47	2776,8529	0,074	vérifiée
Etage 1	306	29391,74	1,86	2922,264	0,061	vérifiée
RDC	306	33594,76	0,85	2990,9439	0,031	vérifiée

**Tableau IV.15 :** Vérification l'effet P- $\Delta$  inter étages du modèle final selon l'axe (y-y).

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Dans le sens Y-Y			Observation
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	
Etage 8	306	3898,015	1,54	756,4706	0,026	vérifiée
Etage 7	306	7372,959	1,96	1285,5015	0,037	vérifiée
Etage 6	306	10847,9	2,26	1700,366	0,047	vérifiée
Etage 5	306	14436,47	2,06	2034,7537	0,048	vérifiée
Etage 4	306	18025,04	2,18	2325,699	0,055	vérifiée
Etage 3	306	21746,36	1,9	2572,3716	0,052	vérifiée
Etage 2	306	25467,68	1,81	2770,786	0,054	vérifiée
Etage 1	306	29391,74	1,41	2913,5577	0,046	vérifiée
RDC	306	33594,76	0,67	2982,0085	0,025	vérifiée

Vu les résultats obtenus les conditions  $\theta_x$  et  $\theta_y \leq 0,1$  est satisfaites.

### Vérification des conditions du facteur de comportement R :

Justification des voiles sous charges verticales :

L'effort normal total à la base de la structure  $N_{Tot} = 33594,76$  kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles  $N_{voiles} = 3252,50$  kN.

$N_{voiles} / N_{Tot} = 9,68 \% > 20\%$ .

**Tableau IV.16. :** Vérification des pourcentages des efforts normaux reprise par voile.

	Totale	Voile	Portique	% voile	% Portique
W	33594,76	3252,50	30342,27	9,68%	90,32%

**Tableau IV.17.** : Vérification des pourcentages des efforts tranchants repris les portiques sens x-x.

	V <sub>x</sub>				
	Totale (kN)	Voile (kN)	Portique (kN)	Voile (%)	Portique (%)
8ème	772,97	291,56	481,41	37,72	62,28
7ème	1287,85	313,04	974,82	24,31	75,69
6ème	1699,45	580,60	1118,85	34,16	65,84
5ème	2033,23	373,37	1659,86	18,36	81,64
4ème	2324,31	678,60	1645,71	29,20	70,80
3ème	2576,87	552,14	2024,72	21,43	78,57
2ème	2776,85	931,34	1845,51	33,54	66,46
1er	2922,26	898,76	2023,50	30,76	69,24
RDC	2990,94	1214,40	1776,54	40,60	59,40

**Tableau IV.18** : vérification des pourcentages des efforts tranchants repris les portiques sens y-y.

	V <sub>y</sub>				
	Totale (kN)	Voile (kN)	Portique (kN)	Voile (%)	Portique (%)
8ème	756,47	203,07	553,40	26,84	73,16
7ème	1285,50	381,02	904,48	29,64	70,36
6ème	1700,37	668,06	1032,30	39,29	60,71
5ème	2034,75	523,59	1511,16	25,73	74,27
4ème	2325,70	823,85	1501,85	35,42	64,58
3ème	2572,37	732,93	1839,44	28,49	71,51
2ème	2770,79	1069,83	1700,96	38,61	61,39
1er	2913,56	1059,85	1853,71	36,38	63,62
RDC	2982,01	1219,05	1762,96	40,88	59,12

L'effort tranchant repris par les portiques est supérieurs à 25% dans tous les niveaux dans les deux sens.

### Conclusion :

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle final étaient de:

- comparer l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente ( $=0.8 \cdot V_{(stq)}$ ) qui ne doit pas dépasser la résultante des forces à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales, cet effort ( $0.8 \cdot V_{(stq)}$ ) représente l'effort tranchant minimale.

- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- $\Delta$  pour la stabilité de structure.

L'effort normal réduit pour prendre en considération l'écrasement du béton sous la Composantes verticales du séisme.

# **CHAPITRE V**

## **Ferraillage des éléments principaux**

## V.1 Introduction

Le ferrailage des éléments principaux sera fait conformément aux « **BAEL 91 modif 99** » et « **RPA 99 modif 2003** ». Les éléments principaux calculés dans ce chapitre sont : Les poteaux, poutres et voiles.

## V.2 Ferrailage des poteaux

### V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant la continuité et la transmission des charges des planchers/poutres jusqu'aux fondations. Les poteaux sont soumis à une **flexion composée** due à un effort normal « **N** » (chargements verticaux), qui génère un moment à cause de son excentricité, ajouté à cela un moment fléchissant « **M** » dans les deux plans longitudinaux (forces horizontales).

Une section soumise à la flexion composée peut être à la fois soit :

- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).

Les sections d'armatures sont obtenues aux états limites de résistance sous les sollicitations les plus défavorables selon les situations suivantes :

**Tableau V. 1:** Contraintes du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	30	17	1,15	500	434,78
Accidentelle	1,15		22,17	1		500

### V.2.2 Combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Situation durable :

- ELU                    1,35G+1,5Q
- ELS                    G+Q

Situation accidentelle :

- ELU      G+Q+E
- ELU      0,8G ±E

Avec :

G : charges permanentes

Q : surcharges d'exploitations

E : actions sismiques

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- $N_{\max}^{\text{compression}}, M^{\text{correspondant}}$ .
- $N_{\max}^{\text{Traction}}, M^{\text{correspondant}}$ .
- $N^{\text{correspondant}}, M_{\max}$ .
- $N_{\min} \sim 0, M^{\text{correspondant}}$ .

#### Recommandations du « BAEL91 modif 99 » :

La section  $A_s$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_s = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} A_s = 4 \times U \text{ ( } U: \text{perimètre en mètre avec } A_s \text{ en cm}^2\text{)} \\ 0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \end{array} \right.$$

B : Section brute du béton.

#### Recommandations des « RPA 99 modif 2003 » :

Pour les poteaux d'une structure en zone sismique III :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (H.A), droites et sans crochet.
- Le pourcentage d'armature dans chaque section :

$$0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C).}$$

$$0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

$A_s$  : La section d'acier.

B : La section brute du béton.

- Le diamètre minimal est de  $\emptyset l = 12 \text{ mm}$
- Une longueur de recouvrement minimale de  $l_R = 50 \times \emptyset l$ . (Zone III).
- L'espacement entre barres longitudinales dans une face des poteaux ne doit pas dépasser 20 cm et ne doit pas être inférieur à 3,75 cm.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.
  - Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs « h' » à prendre en compte pour chaque barre est définie comme suit :

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

- $h_e$  : la hauteur d'étage.
- $b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

**V.2.3 Méthode de calcul :**

- On divise les poteaux de notre bâtiment en chaque section afin qu'on puisse vérifier si on aura un gain d'armature ou on généralise le ferrailage si la différence d'armature est petite.
- On fait le calcul pour le poteau le plus sollicité avec la combinaison la plus défavorable et on généralise le ferrailage pour les sections similaires seulement si la différence d'armature n'est pas trop élevée.
- Le calcul du ferrailage est obtenu par logiciel **SOCOTEC v1.02**.

- **Utilisation du logiciel BAELR/SOCOTEC :**

C'est un logiciel utilisé pour le calcul de ferrailage longitudinal des sections rectangulaires soumises à la flexion composée sur un seul plan seulement. Le poteau sera considéré soumis au couple (N et M) et le ferrailage longitudinal obtenu sera réparti sur le deuxième plan.

**V.2.4 Calcul du ferrailage :**

**Tableau V. 2:** Calcul du ferrailage des poteaux.

Niveau (b×h) cm <sup>2</sup>	Cas	Efforts (kN,m)	Situation	A <sub>s</sub> SOCOTEC (cm <sup>2</sup> )
<b>(50x50)</b>	N <sub>max</sub> <sup>-</sup>	1814.85	S.D. T	0
	M <sup>corr</sup>	12.93		
	N <sub>max</sub> <sup>+</sup>	986.24	S. A	<b>13.77</b>
	M <sup>corr</sup>	87.96		
	M <sub>max</sub>	120.55	S. A	0.94
	N <sup>corr</sup>	-436.50		

	N <sub>min</sub>	2.18	S. A	4.28
	M <sup>corr</sup>	98.96		
(45 x 45)	N <sub>max</sub> <sup>-</sup>	1589.26	S.D. T	0
	M <sup>corr</sup>	30.45		
	N <sub>max</sub> <sup>+</sup>	863.05	S. A	<b>13.06</b>
	M <sup>corr</sup>	88.28		
	M <sub>max</sub>	214.47	S. A	4.69
	N <sup>corr</sup>	-718.01		
	N <sub>min</sub>	0.39	S. A	9.50
	M <sup>corr</sup>	190.25		
(40x40)	N <sub>max</sub> <sup>-</sup>	1372.72	S.D. T	0
	M <sup>corr</sup>	24.11		
	N <sub>max</sub> <sup>+</sup>	689.80	S. A	<b>11.59</b>
	M <sup>corr</sup>	82.24		
	M <sub>max</sub>	139.48	S. A	7.21
	N <sup>corr</sup>	-76.44		
	N <sub>min</sub>	-0.44	S. A	6.20
	M <sup>corr</sup>	110.70		
(35x35)	N <sub>max</sub> <sup>-</sup>	960.61	S.D. T	0
	M <sup>corr</sup>	21.04		
	N <sub>max</sub> <sup>+</sup>	349.24	S. A	<b>7.49</b>
	M <sup>corr</sup>	60.61		
	M <sub>max</sub>	109.00	S. A	6.09
	N <sup>corr</sup>	-128.63		
	N <sub>min</sub>	6.11	S. A	4.98
	M <sup>corr</sup>	75.99		
	N <sub>max</sub> <sup>-</sup>	565.10	S.D. T	0
	M <sup>corr</sup>	17.14		

<b>(30x30)</b>	Nmax <sup>+</sup>	118.56	S. A	3.76
	M <sup>corr</sup>	33.54		
	Mmax	65.84	S. A	4.06
	N <sup>corr</sup>	-121.12		
	Nmin	-0.18	S. A	<b>4.32</b>
	M corr	55.76		

**NB** : les valeurs positives (+) signifient que l'effort est un effort de **traction**.

Les valeurs négatives (-) signifient que l'effort est un effort de **compression**.

**Tableau V.3** : Pourcentage d'armatures minimal.

Niveau (b×h) cm <sup>2</sup>	As min BAEL (cm <sup>2</sup> )		As min RPA (cm <sup>2</sup> )	As max	
	4×U	0,2%B	0,9%B	Z.C = 3%B	Z.R = 6%B
<b>50x50</b>	8.00	5	<b>22.50</b>	75	150
<b>45x45</b>	7.20	4,05	<b>18,225</b>	60,75	121,5
<b>40x40</b>	6.40	3,2	<b>14,40</b>	48	96
<b>35x35</b>	5.60	2.45	<b>11.025</b>	36.75	73.50
<b>30x30</b>	4.80	1.8	<b>8.10</b>	27	54

**V.2.5 Choix des armatures :**

**Tableau V.4** : Choix d'armatures verticales des poteaux.

Niveau (b×h) cm <sup>2</sup>	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> min (cm <sup>2</sup> )	Choix d'un seul coté	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix de la section	Espacement e <sub>v</sub> = e <sub>h</sub> >3,75	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>50x50</b>	<b>13.77</b>	22.50	2T20+4T16	14.33	4T20+12T16	10.47	36.69
<b>45x45</b>	<b>13.06</b>	18,225	2T20+4T16	14.33	4T20+12T16	8.80	36.69
<b>40x40</b>	<b>11.59</b>	14,40	6T16	12.06	16T16	7.40	32.17
<b>35x35</b>	<b>7.49</b>	11.025	4T16	8.04	12T16	6.80	24.13
<b>30x30</b>	<b>4.32</b>	8.10	4T12	4.52	12T12	5.67	13.57

### V.2.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$ ,  $N_{ser}$ ), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

Acier :

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :  $\overline{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \{2/3 f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28})\}$
- Fissuration très préjudiciable :  $\overline{\sigma}_s = 0,8 \times \xi$

Avec :  $\eta = 1,6$  pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\overline{\sigma}_s = 250$  MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.5 :** Vérification des contraintes des poteaux (N max, M corr).

Niveau (b × h) cm <sup>2</sup>	Efforts (kN, m)		Cas	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_s$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
	N <sub>max</sub>	M <sub>Corr</sub>						
50x50	N <sub>max</sub>	1320.94	SEC	68.9	4.62	250	18	OK
	M <sub>Corr</sub>	9.38						
45x45	N <sub>max</sub>	1156.74	SEC	79.20	5.38	250	18	OK
	M <sub>Corr</sub>	22.10						
40x40	N <sub>max</sub>	999.18	SEC	84.70	5.77	250	18	OK
	M <sub>Corr</sub>	17.49						
35x35	N <sub>max</sub>	699.42	SEC	82.7	5.7	250	18	OK
	M <sub>Corr</sub>	15.26						
30x30	N <sub>max</sub>	411.83	SEC	79.40	5.61	250	18	OK
	M <sub>Corr</sub>	12.43						

**Tableau V. 6 :** Vérification des contraintes des poteaux (M max, N corr).

Niveau (b × h) cm <sup>2</sup>	Efforts (kN, m)		Cas	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_s$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
	N <sub>Corr</sub>	M <sub>max</sub>						
50x50	N <sub>Corr</sub>	1266.71	SEC	66.60	4.47	250	18	OK
	M <sub>max</sub>	10.25						
45x45	N <sub>Corr</sub>	1104.04	SEC	77.30	5.26	250	18	OK

	<b>M</b> <sub>max</sub>	24.38						
<b>40x40</b>	<b>N</b> <sub>Corr</sub>	803.46	<b>SEC</b>	77.30	5.34	250	18	<b>OK</b>
	<b>M</b> <sub>max</sub>	26.77						
<b>35x35</b>	<b>N</b> <sub>Corr</sub>	523.88	<b>SEC</b>	77.60	5.49	250	18	<b>OK</b>
	<b>M</b> <sub>max</sub>	25.81						
<b>30x30</b>	<b>N</b> <sub>Corr</sub>	254.28	<b>SEC</b>	74.10	2.48	250	18	<b>OK</b>
	<b>M</b> <sub>max</sub>	20.52						

**NB** : les valeurs des contraintes sont en **MPa**.

### V.2.7 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \} = 3,0 \text{ MPa}$$

Avec :

- $T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.
- $b$  : Largeur de la section du poteau.
- $d$  : Hauteur utile de la section du poteau.
- $\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

**Selon le « BAEL91 modif 99 » :**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \} \text{ Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \} \text{ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

**Selon le « RPA99 modif 2003 » :**

$$\tau_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \text{ si l'élanement } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \text{ si l'élanement } \lambda_g < 5$$

Avec :

- $\lambda_g$  : L'élanement du poteau  $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $a$  : Coté du poteau dans le sens de calcul.

Tableau V.7 : Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.

Niveau (b × h) cm <sup>2</sup>	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	$\overline{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\overline{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Observation
<b>50x50</b>	64.88	0.27	4.28	0.04	1.2	3	<b>OK</b>
<b>45x45</b>	104.54	0.55	4.76	0.04	1.2	3	<b>OK</b>
<b>40x40</b>	87.66	0.58	5.36	0.075	2.25	3	<b>OK</b>
<b>35x35</b>	74.31	0.65	6.12	0.075	2.25	3	<b>OK</b>
<b>30x30</b>	47.16	0.57	7.14	0.075	2.25	3	<b>OK</b>

### V.2.8 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules suivantes :

$$\begin{cases} St \leq \text{Min} (0,9d; 40\text{cm}) \\ \emptyset t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \frac{h}{10}; \emptyset l \right) \\ \frac{At \times f_e}{b \times St} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

Avec :

- At : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- St : Espacement des armatures transversales.
- Øt : Diamètre des armatures transversales.
- Øl : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho_a \times T_u}{h \times f_e}$$

Avec :

- T<sub>u</sub> : Effort tranchant à l'ELU.
- f<sub>e</sub> : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

- $h$  : Hauteur totale de la section brute.
- $\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- $\rho_a = 2,5$  si  $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$  si  $\lambda_g < 5$
- $\lambda_g$  : L'élancement géométrique.

L'espaceur des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $St \leq 10$  Zone nodale (zone III).
- $St \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10\phi_1)$  Zone courante (zone III).

Le pourcentage d'armatures transversales minimal  $\frac{At}{St \times b}$  est donné par :

0,3% si l'élancement  $\lambda_g \geq 5$

0,8% si l'élancement  $\lambda_g < 3$

Sinon on procède à une interpolation entre 0,8% et 0,3%.

**Tableau V.8 : Espaceur des cadres des poteaux.**

Niveau ( $b \times h$ ) cm <sup>2</sup>	Ferrailage Longitudinal	$\phi_1$ (mm)	St (cm)	
			Z. N	Z.C
<b>50x50</b>	4T20+12T16	20 ;16	<b>10</b>	<b>15</b>
<b>45x45</b>	4T20+12T16	20 ;16	<b>10</b>	<b>15</b>
<b>40x40</b>	16T16	16	<b>10</b>	<b>15</b>
<b>35x35</b>	12T16	16	<b>10</b>	<b>15</b>
<b>30x30</b>	12T12	12	<b>10</b>	<b>15</b>

**Tableau V.9 : Choix d'armatures transversales des poteaux.**

Niveau ( $b \times h$ ) cm <sup>2</sup>	Zone	St (cm)	$T_u^{\max}$ (kN)	$\lambda_g$	$At^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$At^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>50x50</b>	Z. N	10	64.88	4.28	0,91	4T8	2,01
	Z.C	15			1,36		
<b>45x45</b>	Z. N	10	104.54	4.76	1,16	4T8	2,01
	Z.C	15			1,74		
<b>40x40</b>	Z. N	10	87.66	5.36	1,10	4T8	2,01
	Z.C	15			1,64		
<b>35x35</b>	Z. N	10	74.31	6.12	1,06	4T8	2,01

	Z.C	15			1,59		
30x30	Z. N	10	47.16	7.14	0,79	4T8	2,01
	Z.C	15			1,18		

**V.2.9 Longueur de recouvrement :**

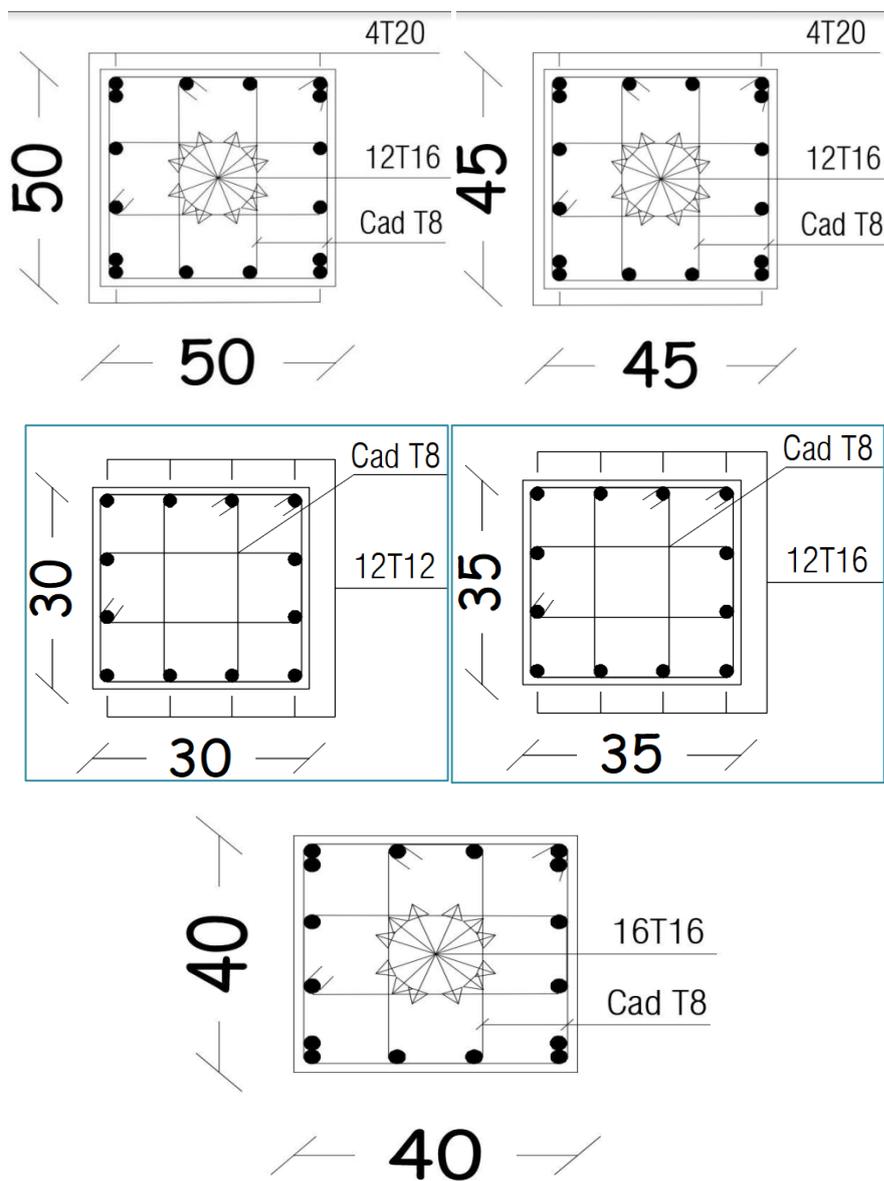
La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50 \times \varnothing l$  (zone III) [1].

**T12** :  $L_r = 60$  cm

**T16** :  $L_r = 80$  cm

**T20** :  $L_r = 100$  cm

Pour les poteaux de l'entresol, nous optons un choix identique à celui des poteaux du RDC à savoir : 4T20+12T16.



**Figure V.1** : schéma de ferrailage des poteaux.

### V.3 Ferrailage des poutres

#### V.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont pour rôle la reprise des charges leurs revenant des dalles et planchers et de les transmettre aux poteaux , elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants et leur mode de sollicitation est la flexion simple.

#### V.3.2 Les combinaisons d'actions :

- **Selon le BAEL :** (situation durable)
  - ELU  $\rightarrow 1.35G + 1.5Q$
  - ELS  $\rightarrow G + Q$
  
- **Selon RPA 99 :** (situation accidentelle)
  - $G + Q + EX$
  - $G + Q + EY$
  - $0.8G \pm EX$
  - $0.8G \pm EY$

#### V.3.3 Recommandations des règlements :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section <sup>[1]</sup>.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux des poteaux est de :
  - 4 % en zone courante.
  - 6 % en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \varnothing$  en zone III <sup>[1]</sup>.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$  .
- La quantité d'armatures transversales " At ", est donnée par :  $At = 0,003 \times St \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre.

St : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$\begin{cases} St \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\varnothing \right) & Z.N \\ St \leq \frac{h}{4} & Z.C \end{cases}$$

h : Hauteur de la poutre.

$\varnothing$  : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

**V.3.4 Calcul du ferrailage :**

La structure ne comporte deux type du poutre :

Poutre principale 30 x 40.

Poutre secondaire 30 x 35.

Les poutres travaillent en flexion simple.

On note :

As : Section d'armatures tendus.

As' : Section d'armatures comprimés.

Les tableaux qui regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections et le choix d'armatures calculées par (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge sont dans .

**Tableau V.10** : Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Section	Situation	Position	M max (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As max (Z.C)	As max (Z.R)
<b>30x40</b>	S.D. T	Appui	70.92	0	4.81	<b>6,00</b>	48	72
		Travée	63.90	4.31	0			
	S. A	Appui	157.25	0	<b>9.76</b>			
		Travée	52.66	3.02	0			
<b>30x35</b>	S.D. T	Appui	32.87	0	2.49	<b>5,25</b>	42	63
		Travée	21.78	1.63	0			
	S. A	Appui	168.99	0	<b>12.71</b>			
		Travée	28.09	1.82	0			

**Tableau V.11** : Choix d'armatures longitudinales des poutres principales et secondaires

Section	Position	Choix	As <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>30x40</b>	Appui	3T16+3T14	10.65
	Travée	3T16	6.03
<b>30x35</b>	Appui	3T16+3T14+2T12	12.91
	Travée	3T16	6.03

**V.3.5 Vérifications :****✓ Condition de non-fragilité :**

$$A_s \geq A_{min\ s} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,19 \text{ cm}^2 \quad (\text{Poutre principale})$$

En travée :  $A_{travée} = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{min\ s} = 1,19 \text{ cm}^2$  C. Vérifiée.

Sur appui :  $A_{appui} = 10,65 \text{ cm}^2 > A_{min\ s} = 1,19 \text{ cm}^2$  C. Vérifiée.

$$A_s \geq A_{min\ s} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,04 \text{ cm}^2 \quad (\text{Poutre secondaire})$$

En travée :  $A_{travée} = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{min\ s} = 1,04 \text{ cm}^2$  C. Vérifiée.

Sur appui :  $A_{appui} = 12,91 \text{ cm}^2 > A_{min\ s} = 1,04 \text{ cm}^2$  C. Vérifiée.

**✓ Espacement :****• Poutre principale :**

En Travée :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30 - 2 \times 3 - 3 \times 1,6 - 4 \times 0,8}{2} = 8 \text{ cm}$$

On prend :  $e_h = 8 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max}(1,6 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$  Vérifiée.

Sur Appuis :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30 - 2 \times 3 - 3 \times 1,6 - 4 \times 0,8}{2} = 8 \text{ cm}$$

On prend :  $e_h = 8 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max}(1,6 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$  Vérifiée.

**• Poutre secondaire :**

En Travée :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30 - 2 \times 3 - 3 \times 1,6 - 4 \times 0,8}{2} = 8 \text{ cm}$$

On prend :  $e_h = 8 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max}(1,6 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$  Vérifiée.

Sur Appuis :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30 - 2 \times 3 - 3 \times 1,6 - 4 \times 0,8}{2} = 8 \text{ cm}$$

On prend :  $e_h = 8 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max}(1,6 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$  Vérifiée.

**✓ Effort tranchant :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

- (Fissuration préjudiciable). Selon le BAEL91 modifié 99

$$\tau_u \leq \text{Min} \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) ; \quad \tau_u \leq \text{Min} \left( \frac{0,15 \times 30}{1,5}; 4MPa \right) \Rightarrow \tau_u \leq \text{Min}(3 ; 4MPa)$$

$$\Rightarrow \tau_u = 3MPa$$

• **Poutre principale :**

$$T_u = 223.82 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = 2.07 \text{ Mpa} < 3 \text{ Mpa}$$

C. Vérifiée.

• **Poutre secondaire :**

$$T_u = 124.73 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = 1,32 \text{ MPa} < 3 \text{ Mpa}$$

C. Vérifiée.

✓ Selon le BAEL91 modifié 99 :

$$\begin{cases} St \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{At}{b \times St} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{c28} \times K}{0,8 \times f_e} \quad (K = 1 : \text{pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{At \times f_e}{b \times St} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0,4MPa \right) \end{cases}$$

✓ Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\begin{cases} At = 0,003 \times St \times b \\ St \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_l^{min} \right) \quad Z.N. \\ St \leq \frac{h}{4} \quad Z.C. \end{cases}$$

**Tableau V.12 :** Contrainte tangentielle et ferrailage transversal des poutres.

Section	Tu (kN)	$\tau_u$ (Mpa)	St (cm)		At (cm <sup>2</sup> )	Choix
			Z.N	Z.C		
<b>30x40</b>	223.82	2.07	10	10	0,9	4T8
<b>30x35</b>	124.73	1.32	8.75	8.75	0,79	4T8

✓ Contraintes à l'E.L. S :

Vérification des contraintes du béton et acier :

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec la contrainte admissible est :

- Béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 * 30 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

- Acier :

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min}(\frac{2}{3} fe, \max(0,5 fe, 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}))$

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\sigma_{bc} = K y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = 15K (d - y) \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.13 :** Vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M ser (kN)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
30x40	Appui	51.51	250	153.00	6.12	18	OK
	Travée	46.52		238.60	6.66		OK
30x35	Appui	23.94	250	67.90	3.3	18	OK
	Travée	15.81		93.00	2.76		OK

✓ la Flèche :

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ .

Tel que :

$$\bar{f}_1 = \frac{L}{1000} + 0.5 = \frac{545}{1000} + 0.5 = 1.045 \text{ cm} \quad (L = 5.45 \text{ m} > 5 \text{ m})$$

$$\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm} \quad (L = 3.80 \text{ m} < 5 \text{ m})$$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longue durée.

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**  $f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$
- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**  $f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- **Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

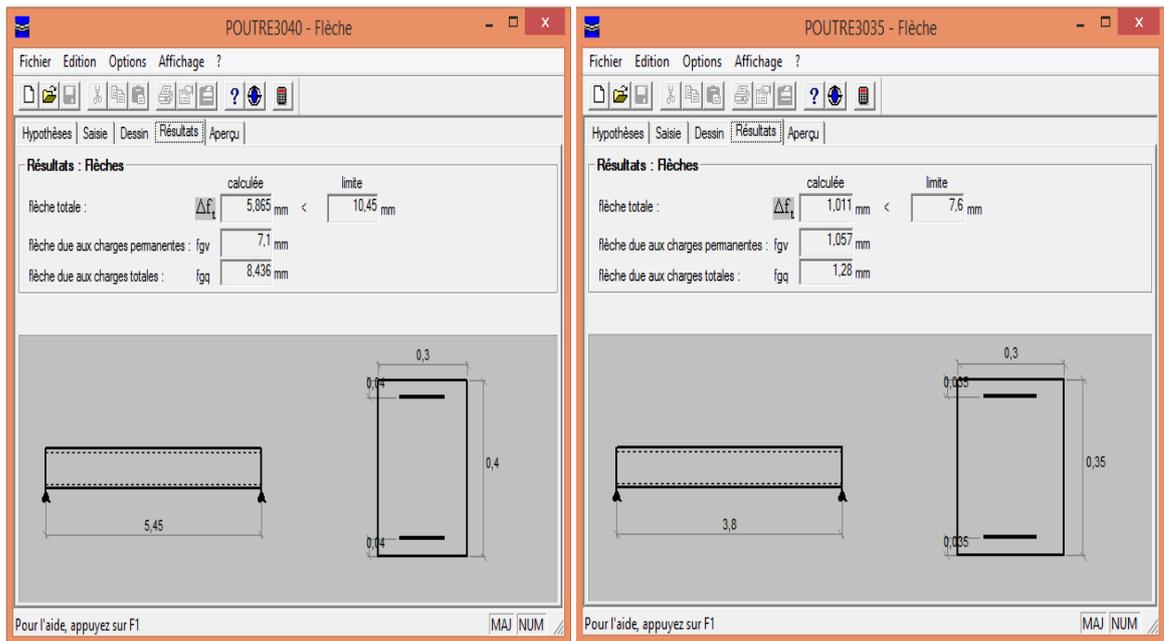
$M_p$  : Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation .

$M_g$  : Moment dû aux charges permanentes totales .

$M_j$  : Moment dû aux charges permanentes avant mise en place des cloisons

**Tableau V.14:** Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm <sup>2</sup> )	Longueur (m)	$M_{ser}$ (KNm)	$M_g$ (KNm)	$M_j$ (KNm)	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$F_i$ (cm)	$F_v$ (cm)	$\Delta f_t$ (cm)	$\bar{f}$ (cm)
30x40	5.45	46.52	38.47	30.78	6.03	0.71	0.8436	0.5865	1.045
30x35	3.80	15.81	12.90	10.32	6.03	0.1057	0.128	0.1011	0.76



**V.3.6 Arrêt des barres :**

Armatures inférieures tendues :  $X \leq \frac{L}{10}$  pour  $L = \text{Max (Droite ; Gauche)}$ .

Armatures tendues supérieures :

$$X \geq \begin{cases} \frac{L^{max}}{4} & \text{pour appuis de travée de rive.} \\ \frac{L^{max}}{5} & \text{pour appui de travée intermédiaire.} \end{cases}$$

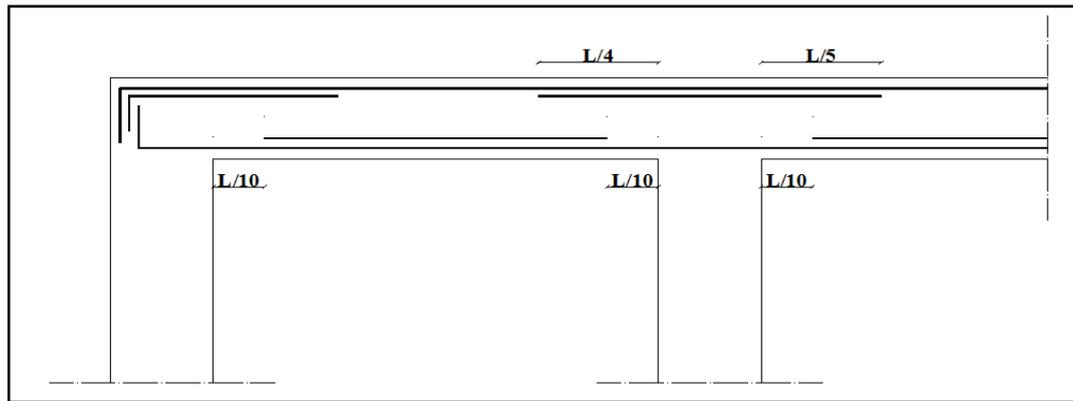


Figure V.2 : Arrêt des barres.

- **Poutre secondaire :**

Armatures inférieures tendues :

$$L_{\text{droite}} = 3.80 \text{ m} \quad L_{\text{Gauche}} = 3.52 \text{ m} \quad \text{donc : } X \leq 0,380 \text{ m}$$

Armatures supérieures tendues :

$$X \geq 0.95 \text{ m} \quad (\text{appui travée de rive})$$

$$X \geq 0.76 \text{ m} \quad (\text{appui travée intermédiaire})$$

- **Poutre principale :**

Armatures inférieures tendues :

$$L_{\text{droite}} = 5.45 \text{ m} \quad L_{\text{Gauche}} = 3.19 \text{ m} \quad \text{donc : } X \leq 0,545 \text{ m}$$

Armatures supérieures tendues :

$$X \geq 1,36 \text{ m} \quad (\text{appui travée de rive})$$

$$X \geq 1,09 \text{ m} \quad (\text{appui travée intermédiaire})$$

V.3.7 Schéma de ferrailage des poutres :

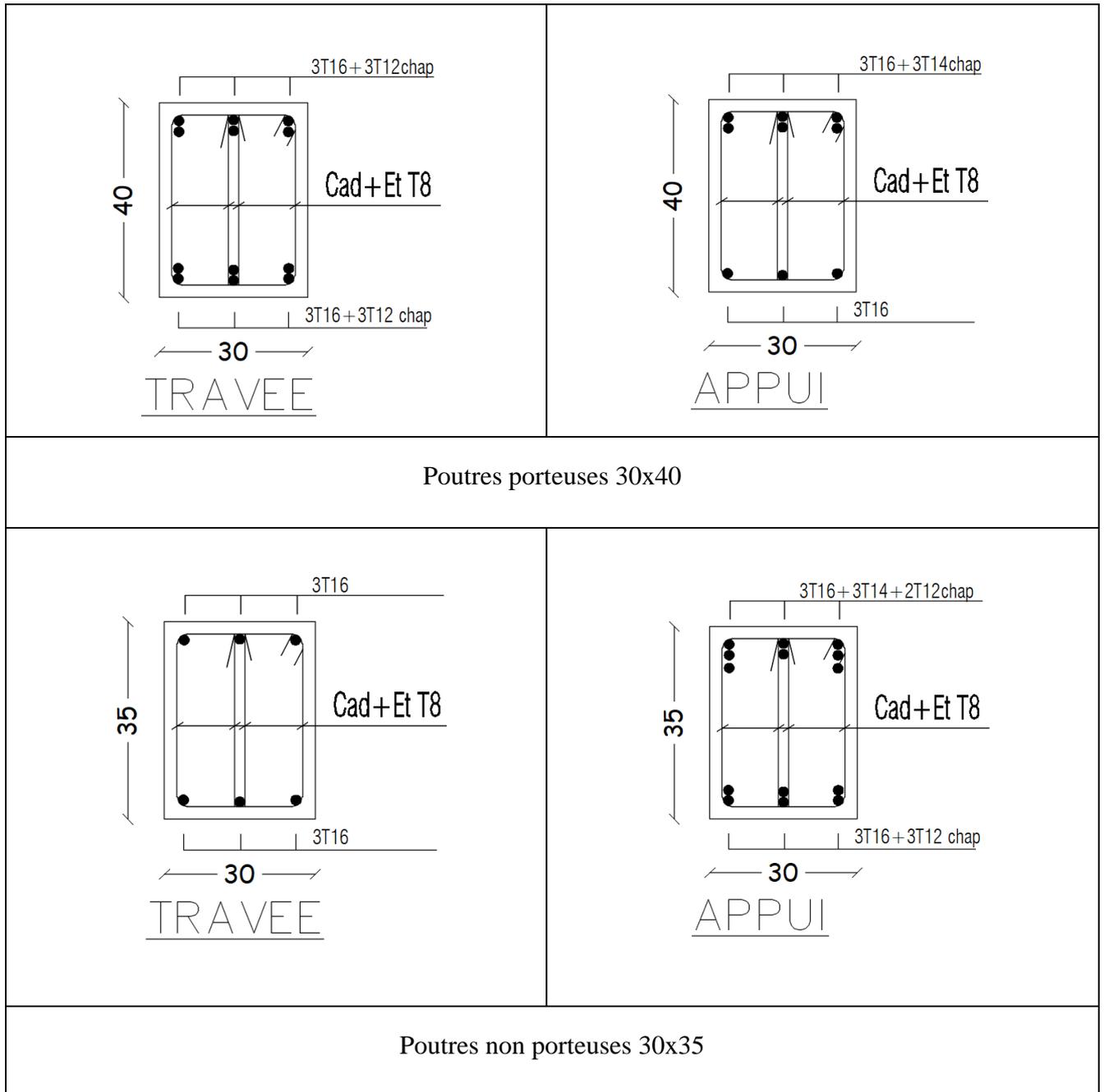


Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres porteuses et non porteuses.

**Remarque :**

Pour la poutre non porteuse, il est préférable de passer à une section de 30x40 afin d'éviter les trois nappes que nous avons trouvées.

## V.4 ferrailage des voiles

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **CBA.93** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003**. Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celle du vent ainsi que les forces dues aux charges verticales. Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant. On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

### V.4.1 Voiles pleins :

#### ○ Armature verticale :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99/Version2003** :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,2% de la section horizontale de béton tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être rattachées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être menues de crochets (jonction de recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en termes de moment).
- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

○ **Armature horizontale :**

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité. Les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

○ **Règles communes :**

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le **RPA 99/version 2003** préconise les règles suivantes :

- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
  - ✓ Globalement dans la section du voile égale à 0,15%
  - ✓ En zone courante égale à 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
  - ✓  $S \leq 1,5 e$  ( $e$  : épaisseur du voile)
  - ✓  $S \leq 30cm$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe.
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépassée  $1/10$  de l'épaisseur de voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - ✓  $40\Phi$  Pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
  - ✓  $20\Phi$  Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V_u}{f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajoutée à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction due aux moments de renversement.

V.4.2 Combinaison de charge :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003) les combinaisons considérées pour les voiles sont les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

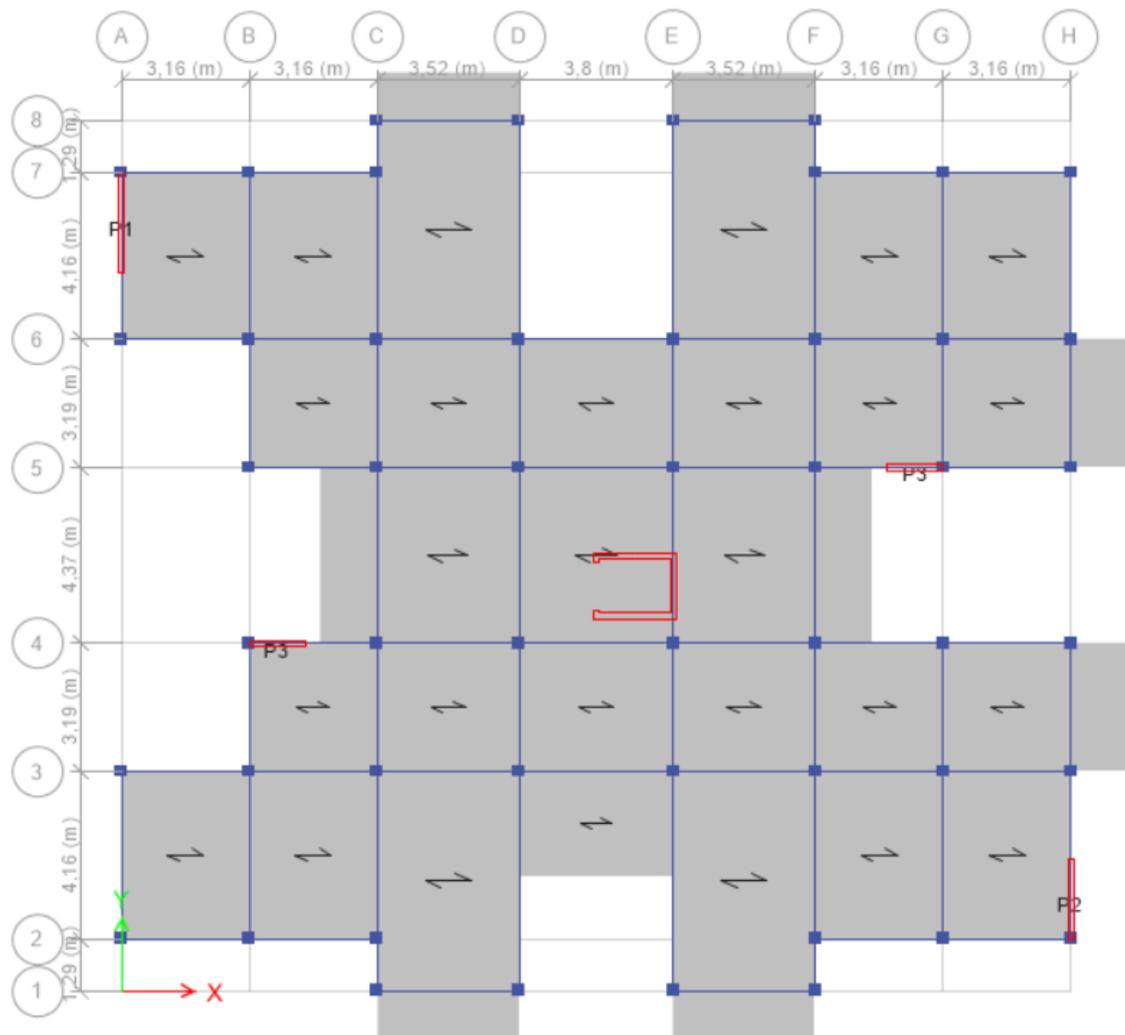


Figure V. 4 : Disposition des voiles avec numérotation.

**V.4.3 Ferrailage vertical :**

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes (méthode de Navier-Bernoulli) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M V}{I}$$

$N$  : Effort normal appliqué.

$M$  : Moment fléchissant appliqué.

$\Omega$  : Section transversale du voile.

$Y_{max}$  : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

$X_g, Y_g$  : coordonnées du centre de gravité de section transversale.

$I$  : Moment d'inertie.

On distingue trois cas :

○ **Premier cas :  $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$**

La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue), la zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ( $A_{min} = 0,15 \% . e . L$ ).

○ **Deuxième cas :  $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$**

La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée). On calcule le volume des contraintes de traction  $F_t = (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot \frac{L}{2} \cdot e$

$$\text{D'où la section des armatures verticales } A_v = \frac{F_t}{6_s}$$

On compare  $A_v$  avec la section minimale.

Si :  $A_v \leq A_{min} = 0,20\% . A$  on ferraille avec la section minimale.

Si :  $A_v > A_{min} = 0,20\% . A$  on ferraille avec  $A_v$

○ **Troisième cas :  $(\sigma_1, \sigma_2)$  Sont de signe différent**

La section du voile est partiellement comprimée. On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue  $F_t = \frac{1}{2} \cdot \sigma_2 \cdot L_t \cdot e$

$$\text{D'où la section des armatures verticales } A_v = \frac{F_t}{6_s}$$

On compare  $A_v$  avec la section minimale.

Si :  $A_v \leq A_{min} = 0,20\% . e . L_t$  on ferraille avec la section minimale.

Si :  $A_v > A_{min} = 0,20\% . e . L_t$  on ferraille avec  $A_v$

**V.4.2 Exemple d'application :**

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1 ( $L = 2,50m$ ,  $e = 0,15m$ ,  $b = 50$ ) du RDC

○ **Détermination des sollicitations :(situation accidentelle)**

$$M = 1691.50 \text{ KN.m}$$

$$N = 160.85 \text{ KN}$$

○ **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 2,50 \text{ m}$$

$$e = 0,15 \text{ m}$$

$$\Omega = L \times e = 2,50 \times 0,15 = 0,38 \text{ m}^2$$

$$Y_g = \frac{\Omega_1 \cdot Y_{g1}}{\Omega_1} = \frac{0,38 \times 1,25}{0,38} = 1,25 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 1,25 \text{ m}$$

$$I = \left( \frac{e \times L^3}{12} \right)$$

$$I = 0,20 \text{ m}^4$$

○ **Armatures verticales :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = \frac{160.85}{0,38} + \frac{1691.50 \times 1.25}{0.20}$$

$$\sigma_1 = 11254.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = \frac{160.85}{0,38} - \frac{1691.50 \times 1.25}{0,20}$$

$$\sigma_2 = -10396.69 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_1, \sigma_2$  Sont de signe différent, donc la section du voile est partiellement comprimée.

On calcul la longueur de la zone de traction :

○ **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 2.50 \left( \frac{11254.61}{10396.69 + 11254.61} \right) = 1,30 \text{ m}$$

○ **La force de traction :**

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \sigma_1 \cdot L_t \cdot e = 0,5 \times 11254.61 \times 1,30 \times 0,15 = 1096.93 \text{ KN}$$

○ **Section d'armature :**

$$6_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ mpa}, \quad \gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

$$A_{vt} = \frac{F_t}{6_s} = \frac{1096.93 \times 10^3}{500} \times 10^{-2} = 21.94 \text{ cm}^2$$

○ **Armature minimale du RPA99/version 2003 :**

- **Dans la zone tendue : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.1) :**

$$A_{RPA} = 0,20\% . e . L_t = 0,20\% \times 0,15 \times 1,30 = 3.90 \text{ cm}^2$$

- **Dans la zone courante : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.3) :**

$$A_{zc} = 0,10\% . e . L = 0,10\% \times 0,15 \times 2.50 = 3.75 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal sur toute la section du voile (RPA99 Art 7.7.4.3) :**

$$A_{min} = 0,15\% . e . L = 0,15\% \times \Omega = 5.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max(A_{vt} ; A_{RPA}) = \max(21.94 ; 5.62) \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = 21.94 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{21.94 \times 2.50}{1,30}$$

$$A_s = 42.19 \text{ cm}^2$$

○ **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = 1,1 \frac{487.88}{500} ; A_{vj} = 10.73 \text{ cm}^2$$

○ **Espacement :**

$$S_t \leq (1,5 e ; 30) \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 30 \text{ cm}$  Dans la zone courante.

$$S_a = \frac{S_t}{2} = 15 \text{ cm} \text{ Dans la zone d'about, } \left(\frac{L}{10}\right)$$

○ **Choix de barres vertical : 2x2HA20 + 2x8HA16**

○ **Choix de barres couture : 2x10HA10**

$$A_{ad \text{ opté}} = 44.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj \text{ adopté}} = 15.71 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte admissible :**

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\sigma_c = -\frac{10396.69}{1000} = -10.396 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 10,40 < \bar{\sigma}_c = \frac{0.85 \times 30}{1.15} = 22.17 \text{ MPa}$$

- **Ferraillage vertical des voiles (RDC+1<sup>er</sup> + 2<sup>ème</sup> étage) :**

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferraillage vertical :

**Tableau V.15 :** Résultats détaillés du ferraillage vertical.

Voile	V1	V2	V3	V4
<b>P (kN)</b>	160.8587	167.98	124.3714	25.2956
<b>M (kN.m)</b>	1691.507	1010.62	812,95	693.75
<b>L (m)</b>	2.50	2.00	1.40	1.40
<b>e (m)</b>	0.15	0.15	0.15	0.15
<b>Ω (m²)</b>	0.38	0.30	0.21	0.21
<b>I (m⁴)</b>	0.20	0.10	0.03	0.03
<b>Y<sub>g</sub> (m)</b>	1.25	1.00	0.70	0.70
<b>σ<sub>t</sub> (kN/m²)</b>	11254.61	10666.20	17183.23	14278.63
<b>σ<sub>c</sub> (kN/m²)</b>	10396.69	9546.27	15998.74	14037.72
<b>L<sub>t</sub> (m)</b>	1.30	1.06	0.72	0.71
<b>N (kN)</b>	1096.93	844.29	934.32	756.01
<b>As (cm²)</b>	21.94	16.89	18.69	15.12
<b>As<sup>total</sup> (cm²)</b>	42.20	32.00	36.08	29.99
<b>Nbr de barre</b>	2x10	2x8	2x9	2x9
<b>A<sub>vj</sub> (cm²)</b>	10.73	6.75	7.64	5.29

- **Choix final des armatures verticaux des voiles (RDC+1<sup>er</sup> + 2<sup>ème</sup> étage) :**

**Tableau V.16 :** Choix du ferraillage vertical des voiles.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètre adoptés (Couture)	S <sub>tcourante</sub> (cm)	S <sub>t/about</sub> (cm)
<b>V1</b>	2 x 2HA20 + 2 x 8HA16	2 x 10HA10	30	15
<b>V2</b>	2 x 8HA16	2 x 8HA10	30	15

V3	2 x 9HA16	2 x 9HA10	20	10
V4	2x3HA16 + 2x6HA14	2x9HA10	20	10

- Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage :

Tableau V.17: Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles.

	$\sigma_c$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	$A_{total}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Condition
V1	10.40	22,17	42.20	5.62	Vérifiée
V2	9.54	22,17	32.00	4.50	Vérifiée
V3	15.99	22,17	36.08	3.15	Vérifiée
V4	14.03	22,17	29.99	3.15	Vérifiée

- Ferrailage vertical des voiles (3+4+5<sup>ème</sup> étage) :

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau V.18: Résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles.

Voile	V1	V2	V3	V4
P (kN)	-69.33	59.886	-238.174	22.58
M (kN.m)	674.092	218.474	404.11	135.02
L (m)	2.50	2.00	1.40	1.40
e (m)	0.15	0.15	0.15	0.15
$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	0.38	0.30	0.21	0.21
I (m <sup>4</sup> )	0.20	0.10	0.03	0.03
$Y_g$ (m)	1.25	1.00	0.70	0.70
$\sigma_t$ (kN/m <sup>2</sup> )	4129.29	2384.36	7112.96	2863.12
$\sigma_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	4499.09	1985.12	9381.30	2648.07
$L_t$ (m)	1.20	1.09	0.60	0.73
N (kN)	370.53	195.17	322.08	156.18
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	7.41	3.90	6.44	3.12
$A_s^{total}$ (cm <sup>2</sup> )	15.48	7.15	14.94	6.01
Nbr de barre	2x10	2x8	2x6	2x6
$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )	6.69	2.78	5.52	1.79

- **Choix final des armatures verticaux des voiles (2+3+4<sup>ème</sup> étage) :**

**Tableau V.19:** Choix du ferrailage vertical des voiles.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètre adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d/about}}$ (cm)
V1	2x10HA12	2 x 10HA10	30	15
V2	2x8HA12	2 x 8HA10	30	15
V3	2x2HA14 + 2x4HA12	2 x 6HA10	30	15
V4	2x6HA12	2x6HA10	30	15

- **Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage :**

**Tableau V.20 :** vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles.

Voiles	$\sigma_c$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	$A_{total}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Condition
V1	4.499	22,17	15.48	5.62	Vérifiée
V2	1.985	22,17	7.15	4.50	Vérifiée
V3	9.381	22,17	14.94	3.15	Vérifiée
V4	2.648	22,17	6.01	3.15	Vérifiée

- **Ferrailage vertical des voiles (5+6+7<sup>ème</sup> étage) :**

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

**Tableau V.21:** résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles.

Voile	V1	V2	V3	V4
P (kN)	55.16	91.62	147.84	59.36
M (kN.m)	320.85	119.33	300.82	74.56
L (m)	2.50	2.00	1.40	1.40
e (m)	0.15	0.15	0.15	0.15
$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	0.38	0.30	0.21	0.21
I (m <sup>4</sup> )	0.20	0.10	0.03	0.03
$Y_g$ (m)	1.25	1.00	0.70	0.70
$\sigma_t$ (kN/m <sup>2</sup> )	2200.54	1498.75	5435.22	1804.44

Tableau V. 22 : Suite de tableau 27.

$\sigma_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	1906.33	887.93	6843.20	1239.09
$L_t$ (m)	1.34	1.26	0.62	0.83
N (kN)	221.08	141.17	252.63	112.33
As (cm <sup>2</sup> )	4.42	2.82	5.05	2.25
As <sup>total</sup> (cm <sup>2</sup> )	8.25	4.50	11.41	3.79
Nbr de barre	2x10	2x8	2x6	2x6
A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.44	3.87	4.57	3.47

- Choix final des armatures verticaux des voiles (5+6+7<sup>ème</sup> étage) :

Tableau V.23: choix du ferrailage vertical des voiles.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1	2x10HA10	2x10HA10	30	15
V2	2x8HA10	2x8HA10	30	15
V3	2x6HA12	2x6HA10	30	15
V4	2x6HA10	2x6HA10	30	15

- **Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage :**

**Tableau V.24:** Vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles

Voiles	$\sigma_c$ (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	$A_{total}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Condition
V1	1.906	22,17	8.25	5.62	Vérifiée
V2	0.887	22,17	4.50	4.50	Vérifiée
V3	6.843	22,17	11.41	3.15	Vérifiée
V4	1.239	22,17	3.79	3.15	Vérifiée

**V.4.1 Ferrailage horizontal :**

- **Vérification des voiles à l’Effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l’effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% **(RPA99/Version 2003)**

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e d}$$

$T$  : Effort tranchant à la base du voile.

$e$  : Épaisseur du voile.

$d$  : Hauteur utile.  $d = 0,9 L$

D’après l’article **(RPA 99/Version 2003)**. La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

- **Calcul du ferrailage horizontal résistant à l’effort tranchant :**

D’après l’article **(A.5.1.2.3 de CBA 93)** La section  $A_t$  des armatures d’âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{e S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3f_{tj} k)}{0,9f_e}$$

- $k = 0$  : Dans le cas d’une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d’indentations la surface de reprise.
- $k = 1$  : En flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- $k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$  : En flexion composée avec N, effort de compression.

- $k = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{c28}}$ : En flexion composée avec N, effort de traction.

$\sigma_{cm}, \sigma_{tm}$  : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage :

- Pour  $\tau_u \leq 0,025 f_{c28}$  :  $A_{t\ min} \geq 0,0015 b_0 s_t$
- Pour  $\tau_u > 0,025 f_{c28}$  :  $A_{t\ min} \geq 0,0025 b_0 s_t$

#### V.4.2 Exemple d'application :

On prend comme exemple le voile V1 ( $L = 2,50\ m, e = 0,15\ m$ ) du RDC:

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e d} = 1,4 \frac{487.72}{0,15 \times (0,9 \times 3.06)} = 1,65\ MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 30 = 6\ MPa$$

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

- Dans le cas  $k = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{c28}}$  : En flexion composée avec N, effort de traction,

Donc :

$$k = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{c28}} = 1 - \frac{10 \times 1096.93}{30 \times 1000} = 0,63$$

D'après l'article (7.7.4.3 des **RPA99/Version2003**) l'espacement des barres doit être :

$$S_t \leq (1,5 e ; 30)\ cm$$

Soit  $S_t = 30\ cm$

$$A_t \geq \frac{1(1,65 - 0,3 \times 2,5 \times 0,63) \times 150 \times 300}{0,9 \times 500}$$

$$A_t \geq 1,18\ cm^2$$

- **Armatures transversales minimales ( $A_{t\ min}$ )**

$$\tau_u = 1,65\ MPa > 0,025 f_{c28} = 0,75\ MPa$$

Donc :  $A_{t\ min} \geq 0,0025 b_0 s_t$

$$A_{t\ min} \geq 1,125$$

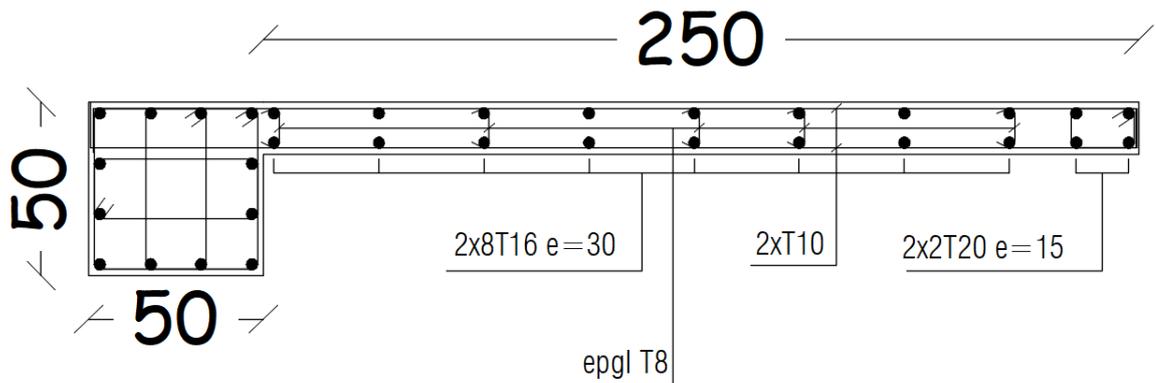
$$A_t = \max(1,125 ; 1,18)\ cm^2 \quad A_t = 1,18\ cm^2$$

- **Choix des barres : 2HA10**

Pour les résultants des ferrailrages horizontaux (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontale pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.25 :** résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles.

<i>voile</i>	<i>L</i> (m)	<i>T</i> (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	<i>S<sub>t</sub></i> (m)	<b>K</b>	<i>A<sub>t</sub></i> (cm <sup>2</sup> )	<i>A<sub>t min</sub></i> (cm <sup>2</sup> )	<b>Choix des barres</b>
<b>V1</b>	2.40	487.72	1,65	6	Oui	0,3	0,63	1,18	1,125	2HA10
<b>V2</b>	2.00	306.82	1.04		Oui	0,3	0.72	0.61	1.125	2HA10
<b>V3</b>	1.40	347.27	1.18		Oui	0.2	0.69	0.59	0.75	2HA10
<b>V3</b>	1.40	240.45	0.81		Oui	0.2	0.75	0,495	0.75	2HA10



**Figure V. 5 :** Exemple de ferrailage du voile RDC (L= 2,50 m) sens y.

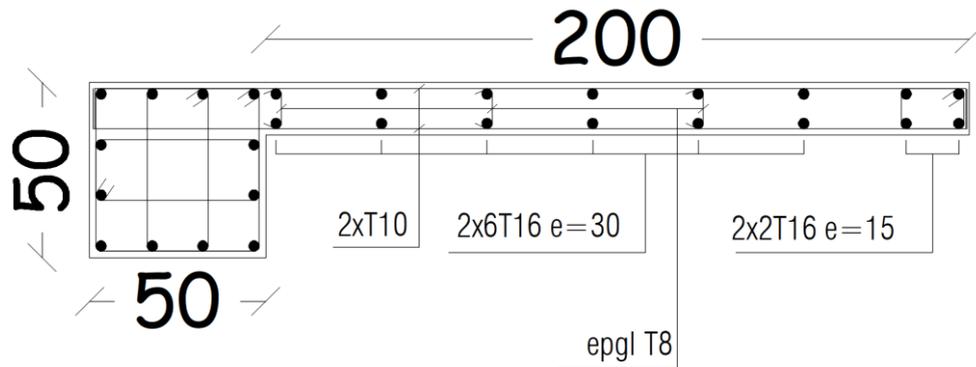


Figure V. 6 : Exemple de ferrailage du voile RDC ( $L= 2,00$  m) sens y.

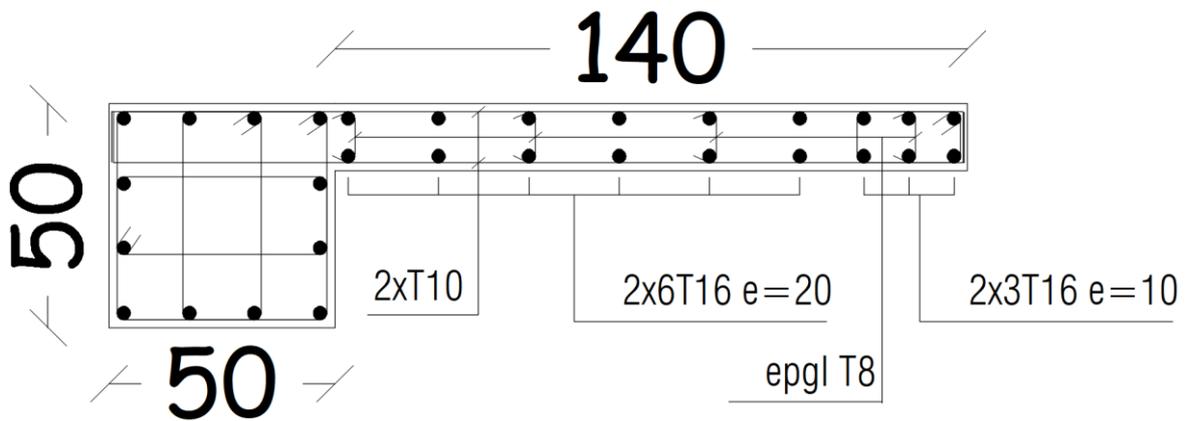


Figure V. 7 : Exemple de ferrailage du voile RDC ( $L_1= 1.40$  m) sens x.

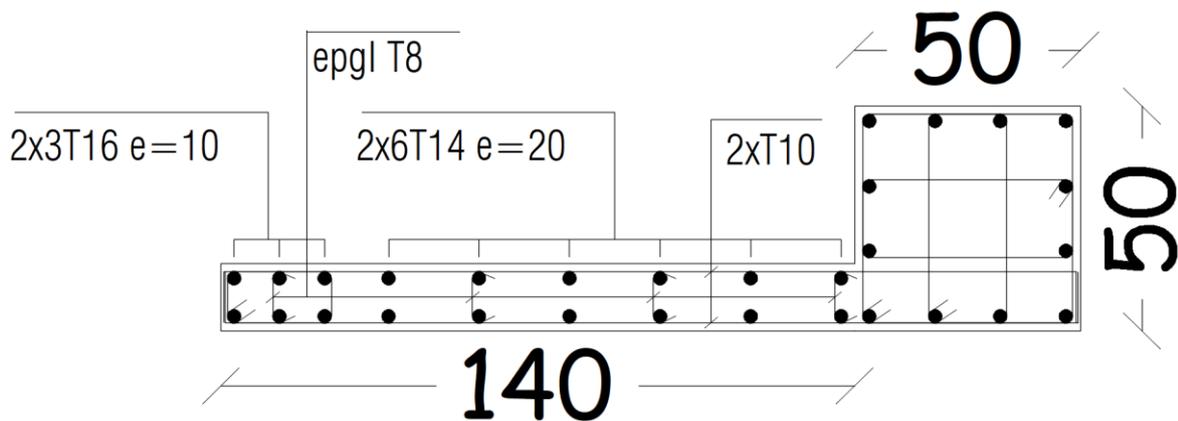


Figure V .8 : Exemple de ferrailage du voile RDC ( $L_2= 1.40$  m) sens x.

**CHAPITRE VI**

**FONDATION**

## VI.1 Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

Fondation superficielle :

- Semelle isolée
- Semelle filante sous mur
- Semelle filante sous poteaux
- Semelle filante croisées
- Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

## VI.2 Choix de type de fondation

Choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol  $\sigma_{sol}$
- La classification du sol

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars. **(Selon le rapport de sol)**

## VI.3 Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : 
$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

**Avec :**

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

**VI.3.1 Semelle isolée:**

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de  $A$  sur  $B$  est égal au rapport  $a$  sur  $b$  :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S=A^2$

$A$  est déterminé par :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  d'où  $S = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

$S$  : Surface de la fondation.

$N=N_1$  (revenant de la structure) calculé par la combinaison [G+Q].

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semell}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = 1386,5474 \text{ kN}$$

$$\text{D'où } S \geq \frac{1386,5474}{200} \Rightarrow S = 6,93 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{6,93} = 2,63 \text{ m} \Rightarrow B = 3 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

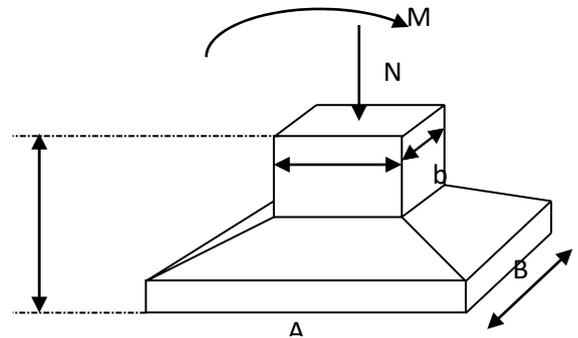
Il faut vérifier que :  $L_{\min} \geq 1,5xB$

Tel que  $L_{\min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a :  $L_{\min} = 1,29 \text{ m} < 1,5 \times 3 = 4,5 \text{ m}$  .....non vérifié

- **Conclusion :**

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.



**Figure VI.1** : semelles isolée sous poteaux

### VI.3.2 Semelles filantes :

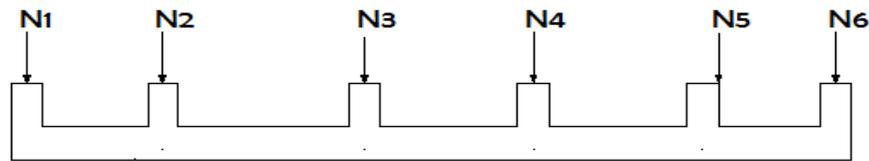


Figure VI.2 : Semelles filantes.

- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que:  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$  de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

$B$ : Largeur de la semelle.

$L$ : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.

Files	$N(KN)$	$S(m^2)$	$L(m)$	$B(m)$	$B^{choisie}(m)$	$S_{smil}(m^2)$
A-A	2406,55	16,08	10,72	1,5	1,6	17,152
B-B	4645,42	31,017	14,7	2,11	2,2	32,34
C-C	6884,91	45,81	20,45	2,24	2,3	47,035
D-D	6446,43	42,94	20,45	2,1	2,2	44,99
E-E	6811,84	35,39	20,45	2,22	2,3	47,035
F-F	6626,08	44,172	20,45	2,16	2,2	44,99
G-G	4665,43	31,164	14,7	2,12	2,2	32,34
H-H	4019,01	26,75	14,7	1,82	2	29,4

- Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que :  $\frac{S(\text{semelles filants})}{S(\text{surface total})} \leq 50\%$

$$\frac{233,54}{447,6715} = 52,17\% > 50\% \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

➤ **Conclusion :**

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier générale.

### VI.3.3 Radier générale :

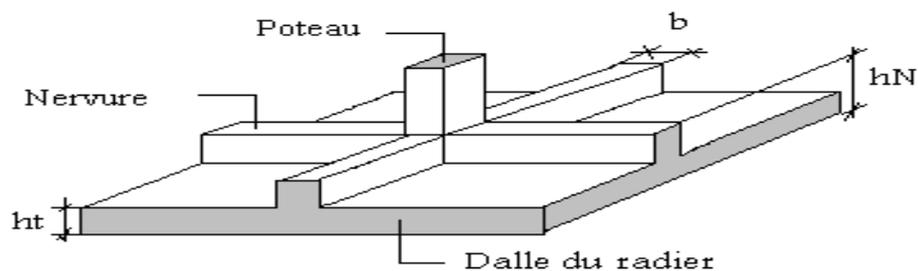
#### VI.3.3.1 Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.



**Figure VI.3:** Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

**VI.3.3.2 Surface nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier in faut que:  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 43300,6226kN \\ \sigma_{sol} = 2bars \end{cases}$$

$$S_{nec} \geq 216,51 \text{ m}^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage  $S_b = 447,6715 \text{ m}^2 > S_{nec}$  (la surface a calculé par AUTOCAD).
- Débord de 50cm pour chaque côté.
- La section totale du radier est de :  $S_{rad} = 521,1284 \text{ m}^2$

**VI.3.3.3 Pré dimensionnement de radier nervure :****1. Dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

**Avec:**

$L_{\max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 545 \text{ cm} \Rightarrow h_1 \geq 27,25 \text{ cm}$$

On prend : **h=50 cm.**

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$$

$$N_u = 59368,8485 \text{ KN}$$

$L = 5.45\text{m}$  ;  $b = 1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 11,498\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_2 = 30\text{cm}$$

- **Conclusion:**  $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 50\text{cm}$

Pour des raisons constructives on adopte  $h = 50\text{ cm}$ .

## 2. Nervure :

**La largeur des nervures :**

- **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{545}{10} = 54,5\text{cm}$$

**Donc :**

$b = 60\text{ cm}$  dans les deux sens (x-x et y-y).

**La hauteur de nervure :**

- **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a  $L_{\max} = 5.45\text{m}$

$$\Rightarrow 36,33\text{cm} < h_{N1} < 54,5\text{cm} \quad \text{On prend : } h_{N1} = 50\text{ cm.}$$

- **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h_3 \cdot f_{c28}$$

**Avec :**

$N_u =$  Effort normal du poteau le plus sollicité ( $N_u = 1904,7337\text{kN}$ )

$U_c =$  Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ( $U_c = 2 [(a + b) + 2h]$ )

a,b = Dimensions du poteau du entresol (50x50).

$$N_u \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot f_{c28}$$

$$h_{N2} \geq 39,44 \text{ cm}$$

• **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante :  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$  Avec:  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

$$I: \text{Inertie de la section transversale du radier} \left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E=11496.76\text{MPa}$ ).

b: Largeur de la semelle ( $b=100 \text{ cm}$ ).

K: Coefficient de raideur du sol ( $0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$  → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$  → pour un très bon sol.

On aura:

Nous avons un sol de densité moyenne →  $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ .

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{b} \left[ \left( \frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{k \times b}{4E} L_{\max}^4 \right]} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{60} \left[ \left( \frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{0.05 \times 1000}{4 \times 11496.76} \times 5.45^4 \right]} \Rightarrow h \geq 114,791 \text{ cm}$$

**Tableau VI.2 :** Choix la hauteur de nervure.

$H_{\text{nervure}}$	$I_{\text{nervure}} (\text{m}^4)$	$Le (\text{m})$	$(\pi/2) (Le + a) (\text{m})$	vérification	Observation
0,5	0,00520833	1,861	3,71	<5.7	Non vérifier
0,8	0,02133333	2,647	4,95	<5.7	Non vérifier
1,2	0,072	3,588	6,43	>5.7	vérifier

On prend :  $h_n = 1,2 \text{ m}$

➤ **Résumé :**

-Épaisseur de la dalle du radier  $h = 50\text{cm}$

- Les dimensions de la nervure  $\begin{cases} h_N = 120\text{cm} \\ b = 60\text{cm sens } (x-x) \text{ et } b = 60\text{cm sens } (y-y) \end{cases}$

### VI.3.3.4 Caractéristiques Géométriques Du Radier

**Tableau VI.3 :** caractéristiques géométriques du radier.

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(\text{m})$	$y_G(\text{m})$	$I_{xx}(\text{m}^4)$	$I_{yy}(\text{m}^4)$
12,6105	10,8756	18345,2969	19583,8011

#### Vérification de la stabilité du radier:

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des Efforts horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5  $\left( \frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

**Avec :**

$M_s$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

$M_R$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

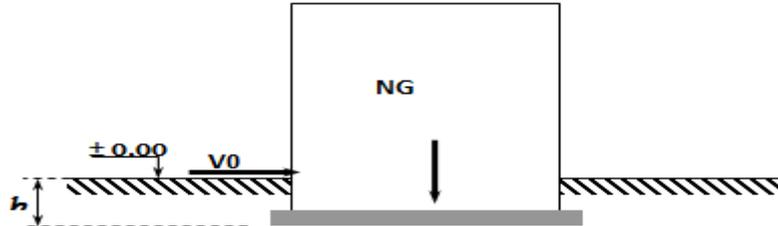
$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$M_0$ : Moment à la base de la structure.

$V_0$ : L'effort tranchant à la base de la structure.

$h$ : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

$M_0$ ,  $V_0$  sont tirés à partir du fichier **ETABS**.



**Figure VI.4** : Schéma statique du bâtiment.

- **Sens xx :**

$N = N_1$  (structure) +  $N_2$  (poids propre de radier nervuré)

$N_{1ser} = 43300,6226 \text{ KN}$ .

$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 1.2 \times 521,1284 = 15633,852 \text{ kN}$

**Donc:**

$N = 58934,4746 \text{ KN}$ .

Profondeur de l'ouvrage de la structure:  $h = 4 \text{ m}$ .

$M_R = 69704,699 \text{ kN.m}$

$M_s = N \times x_G = 58934,4746 \times 12,6105 = 743193,192 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 10,67 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Sens yy:**

$M_R = 64798,283 \text{ KN.m}$

$M_s = N \times y_G = 58934,4746 \times 10,8756 = 640947,77 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 9,9 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ;

Donc notre structure est stable dans les deux sens.

**Calcul des contraintes :**

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais

In-situ et au laboratoire :  $\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{kN/m}^2$

Les contraintes du sol sont données par :

**1. Sollicitation du premier genre :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{43300,6226}{521,1284} = 83,1\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 83,1\text{kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200\text{kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**2. Sollicitation du second genre :**

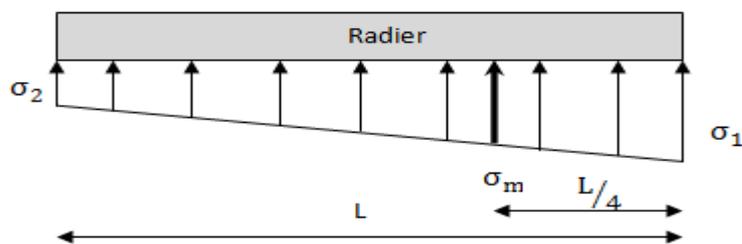
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times X_{max}}{I}$$

**Avec :**

$\sigma_1$  : Contrainte maximale du sol.

$\sigma_2$  : Contrainte minimale du sol.

- Si  $\sigma_2 > 0$ : la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible  $\sigma_{sol}$  ( $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$ ).
- Si  $\sigma_2 = 0$ : la Répartition est triangulaire; La contrainte  $\sigma_1$  ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.



**Figure VI.5 : Contraintes sous le radier**

**Avec :**

$$I_{xx}=18345,2969\text{m}^4$$

$$I_{yy}=19583,8011\text{m}^4$$

- **ELU:**

$N_u=N_u$  (structure)+1.35xpois propre de radier nervuré.

$$N_u=59368,849+1.35\times15633,852$$

$$N_u=80474,549 \text{ KN}$$

M : est le moment de renversement.

$$\bar{\sigma}_{sol} =200\text{kN/m}^2$$

$$(M_{Rx}=69704.69\text{KN.m} ; M_{Ry}=64798,28 \text{ KN.m}).$$

**Tableau VI.4:** Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	202,339	106,509	178,38
<b>Sens y-y</b>	190,409	118,439	172,42
<b>Vérification</b>	Vérifier	Vérifier	Vérifier

➤ **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **ELS:**

$$N_{ser}=58934,475 \text{ Kn}$$

**Tableau VI.5:** Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	161,005	65,176	137,05
<b>Sens y-y</b>	149,075	77,106	131,08
<b>Vérification</b>	Vérifier	Vérifier	Vérifier

- **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **Détermination des sollicitations les plus défavorables :**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

- **ELU:**  $\sigma_u = 178,38 \text{ KN/m}^2$
- **ELS:**  $\sigma_{ser} = 137,05 \text{ KN/m}^2$

**VI.3.3.2 Ferrailage du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids

Propre de l'ouvrage et des surcharges.

- La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 50cm.
- Les nervures sont considérées comme des poutres de 150 cm de hauteur.
- Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

➤ **Ferrailage de la table du Radier :**

**1. Détermination des efforts :**

Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

• **Panneau de rive :**

- Moment en travée: 
$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$$
- Moment sur appuis: 
$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \text{ (appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (autre appuis)} \end{cases}$$

- **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée:  $\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x & ; M_{ty} = 0,75M_y \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \end{cases}$

Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée:  $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis:  $M_a = 0,5M_0$

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

- **Valeur de la pression sous radier :**

**ELU :**  $q_u = \sigma_m^u \times 1\text{m} = 178,38 \text{ KN/m}$

**ELS:**  $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \times 1\text{m} = 137,05 \text{ KN/m}$

2. Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $\nu$ .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99**"

**3. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ( $\nu=0$ ) :**

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec :  $L_x = 3,52 \text{ m}, L_y = 5,45 \text{ m}$

Alors :  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,52}{5,45} = 0,65 \leq 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau VI.6:** Calcul des moments à l'ELU.

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
3,52	5,45	0,65	0,0751	0,3613	178,38	165,99	124,49	59,97	44,98	83

**Tableau VI.7:** Calcul des moments à l'ELS.

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_s$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
3,52	5,45	0,65	0,0805	0,5235	137,05	136,7	102,53	71,56	53,67	68,35

#### 4. Calcul de ferrailage :

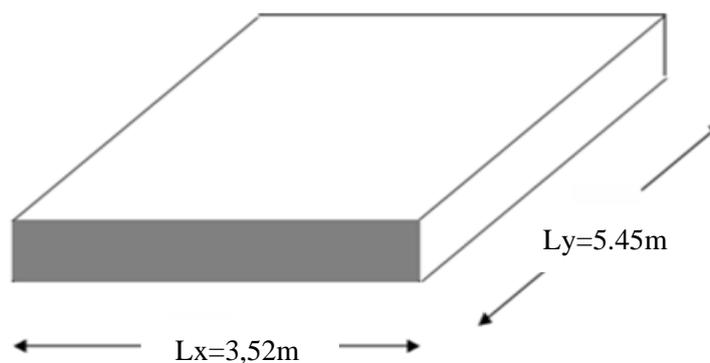
Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

$$f_{c28} = 30\text{MPa} ; f_{t28} = 2.4\text{MPa} ; \sigma_{bc} = 17\text{MPa} ;$$

$$f_e = 500\text{MPa} ; \sigma_s = 435\text{MPa} ; b = 100\text{cm} ; h = 50\text{ cm} ;$$

$$d = 0,9h = 45\text{ cm, fissuration non préjudiciable.}$$

**Figure VI.6:** Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité

**Tableau VI.8:** Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub>
Travée	x-x	124,49	0,037	0,048	44,14	6,49	5T14	7,7	25
	y-y	44,98	0,014	0,018	44,68	2,32	5T14	7,7	25
Appui	x-x	83	0,025	0,032	44,43	4,3	7T14	10,78	15
	y-y								

➤ **Espacement:**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(150\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte S<sub>t</sub>=25 cm.

$$S_t = \frac{100}{6} = 15\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte S<sub>t</sub>=15 cm.

**5. Vérifications nécessaires :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,99\text{cm}^2 \dots\dots \text{Vérifier.}$$

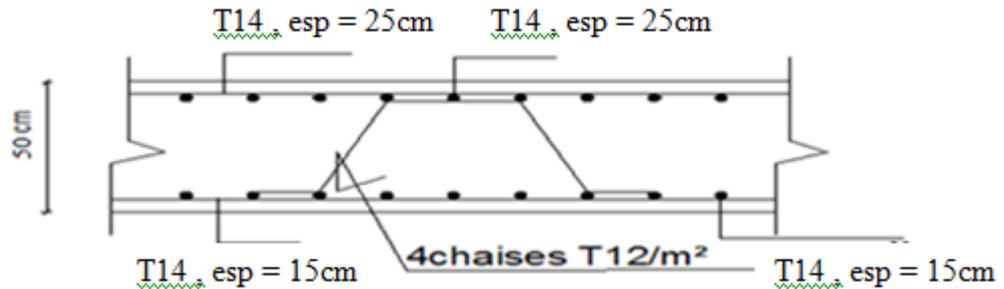
**Vérification des contraintes à l'ELS :**

**Tableau VI.9 :** Vérification des contraintes (radier).

	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	102,53	7,7	4,4	18	229,3	250	verifier
	y-y	53,67	7,7	2,31		120		verifier
Appui	x-x	68,35	10,78	2,98		152,9		verifier
	y-y							

**Remarque :**

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit : **4 chaises de T12 / m<sup>2</sup>**



**Figure VI.7:** Ferrailage de la Dalle du Radier.

➤ **Ferrailage des Nervures :**

**1. Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,5M_0$$

**2. Calcul des armatures longitudinales :**

$$b = 60\text{cm} ; h = 120\text{cm} ; d = 108\text{ cm.}$$

**Sens porteur (y-y) :**

$$L = 5.45\text{m} ; q_u = 178,38\text{ kN/ml.}$$

**Tableau VI.10 :** Ferrailage des nervures sens (y-y).

	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	A	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	562,95	0,048	0,062	105,33	12,29	5T16+4T12	14,57
Appuis	331,15	0,028	0,036	106,45	7,16	9T16	18,1

• **Sens non porteur (x-x) :**

$L = 3,52 \text{ m}; q_u=178,38\text{kN/ml}$

**Tableau VI.11 :** Ferrailage des nervures sens (x-x)

	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	A	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	234,83	0,02	0,026	106,88	5,06	7T12	7,92
Appuis	138,14	0,012	0,016	107,31	2,96	7T12	7,92

**Vérifications nécessaires :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,154\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

**Nous avons :**  $q_{\text{ser}}=137,05 \text{ KN/ml}$

**Tableau VI.12:** Vérification des contraintes (Nervure).

	Sens	$M_{\text{ser}}$ (kNm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	180,42	7,92	3,03	18	224,4	250	C.V
	y-y	432,51	14,57	4,96		241,3		C.V
Appui	x-x	106,13	7,92	1,78		132		C.V
	y-y	254,42	18,1	2,92		141,9		C.V

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{178,38 \times 5.45}{2} = 486,09\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{486,09 \times 10^3}{600 \times 1080} = 0,75\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**

- **BAEL 91 modifié 99**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

➤ **RPA99 version 2003 [2] :**

$$T=12$$

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 14,4\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 60\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,2\text{cm}$$

$f_e=500\text{MPa}$  ;  $\tau_u=0,75 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28}=2,4\text{MPa}$  ;  $b=60\text{cm}$  ;  $d=108\text{cm}$ .

On trouve :

- $S_t=15\text{cm} \dots \dots \dots$  Zone nodale.
- $S_t=30\text{cm} \dots \dots \dots$  Zone courante.

**Tableau VI.13 :** choix des armatures transversales.

	section	Zone	$s_t$	$\phi_t$	$A_t^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_t$
Nervure	60× 120	Nodale	15	1.2	2,7	4T10	3,14
		Courant	30		5,4	7T10	5,50

➤ **Armatures de peau :**

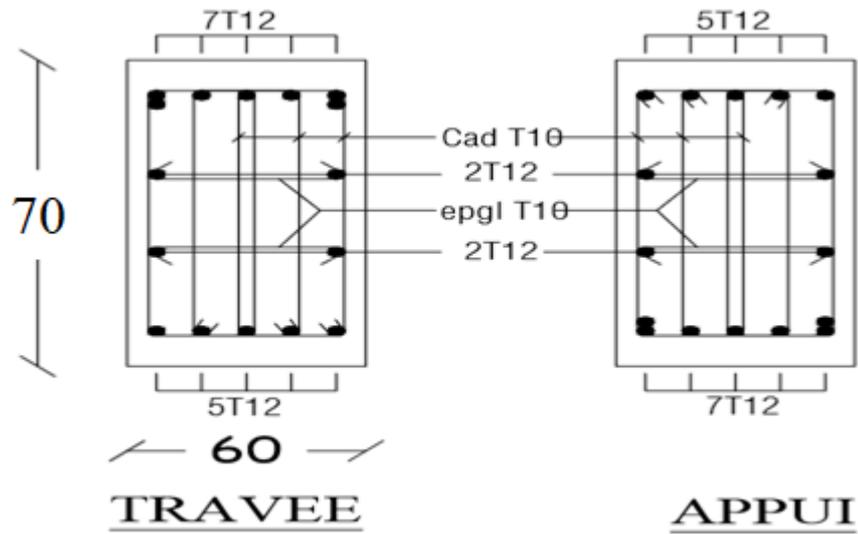
Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du très préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

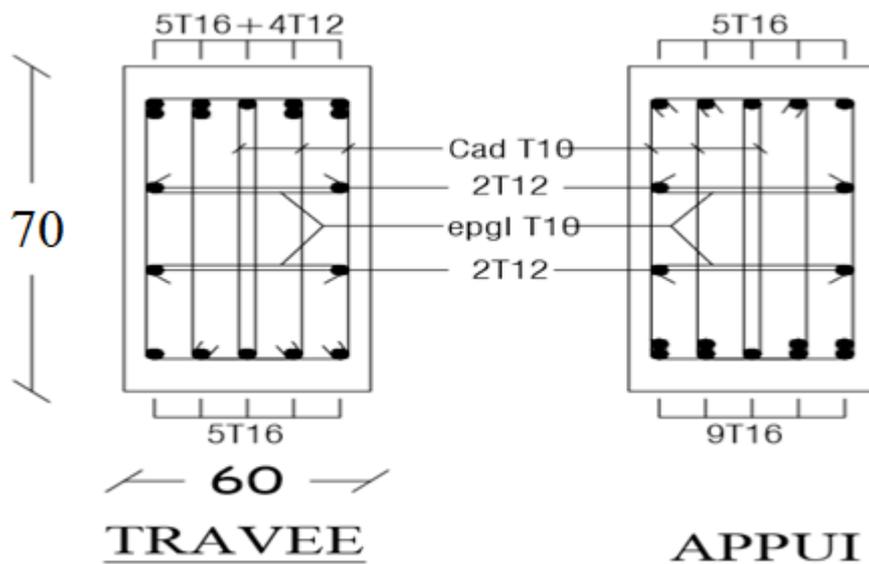
Leur section est au moins  $5\text{cm}^2$  /ml pour mettre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ( $h=70\text{ cm}$ ).

$$A_p = 5\text{cm}^2/\text{m} \times 0.7 = 3.5\text{cm}^2$$

**On opte :  $4\text{T}12 = 4.52\text{cm}^2$**



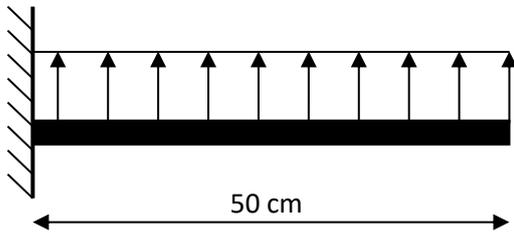
**Figure VI.8:** Ferrailage des nervures du sens X-X.



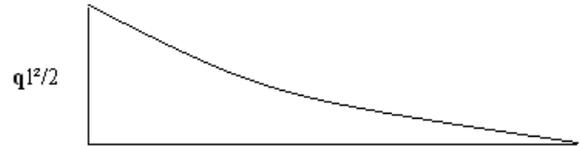
**Figure VI.9:** Ferrailage des nervures du sens Y-Y.

**6. Ferrailage du débord :**

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.



**Figure VI.10:** Schéma statique du débord Moments.



**Figure VI.11:** Diagramme des

➤ **Evaluation des charges et surcharges:**

**E.L.U :**  $q_u = 178,38 \text{ kN/ml}$  —→ Pour une bande de 1m.

**E.L.S :**  $q_{ser} = 137,05 \text{ kN/ml}$  —→ Pour une bande de 1m.

➤ **Calcul des efforts :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

**E.L.U :**  $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 22,3 \text{ Kn.m}$

$T_u = - q_u \cdot L = -89,19 \text{ KN}$

• **E.L.S :**  $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 17,13 \text{ kN.m}$

$T_{ser} = - q_{ser} \cdot L = -68,53 \text{ kN}$

➤ **Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe). Avec :  $b = 100\text{cm}$ ,  $h = 50\text{cm}$ ,  $d = 45\text{cm}$ ,  $f_{c28} = 30\text{MPa}$ .

**Tableau. 6.14 :** Ferrailage du débord

$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
22,3	0,007	0,009	44,84	1,15	5T12	5,65

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_s^{\min} = 0,23 b.d . \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,99 \text{cm}^2 < 10,05 \text{ vérifié}$$

esp=25cm .

➤ **Armature de répartition:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,4125 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,825 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T12=2,26 cm<sup>2</sup>,

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton:**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3 \text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = q_u l / 2 = 178,38 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{178,38 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0,4 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Vérification des contraintes à l'ELS:**

$$q_{\text{ser}} = 137,05 \text{kN/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = 17,3 \text{kN.m}$$

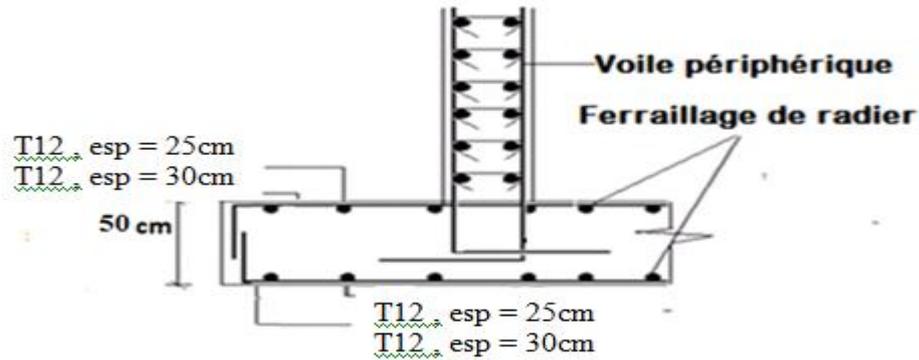
Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable... } \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$$

**Tableau. VI.15:** Vérification des contraintes du débord

M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
17,13	5,65	0,98	18	71,7	250	OK



**Figure VI.12:** Ferrailage du Débord

## VI.4 Les Longrines :

### VI.4 .1 Introduction :

Les longrines sont des éléments apportant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles

Les longrines sont soumises à des forces axiales de traction égale :  $F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20KN$

N : l'effort normal ultime de poteau le plus sollicité.

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1) .

Site 3, zone III ,  $\alpha = 10$

### VI.4 .2 Pré dimensionnement :

D'après le règlement RPA99 v2003 les longrines auront des dimensions minimales selon la qualité du sol pour des raisons constructives nous adapterons les dimensions suivantes :

b=50 cm

h=50 cm

### VI.4 .3 Calcule Les Armatures Longitudinales :

❖ ELU :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s}$$

$$f_u = \frac{N_u}{10}$$

$$f_u = \frac{1904,7337}{10} = 190,473 \text{KN} > 20 \text{KN}$$

$$A_s = \frac{190,473 \times 10}{434,783} = 4,381 \text{cm}^2$$

❖ le ferrailage minimal :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,6B = 0,006 \times 50 \times 50 = 15 \text{cm}^2$$

❖ condition non fragilité :

$$A_s = b \cdot d \cdot f_{c28} / f_e$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{Mpa}$$

$$f_e = 500 \text{Mpa}$$

$$d = 0,9h = 45 \text{cm}$$

$$b = 50 \text{cm}$$

$$A_s = \frac{50 \times 45 \times 2,4}{500} = 10,8 \text{cm}^2$$

Donc :  $A_s \text{ max} = 15 \text{cm}^2$

On adopte 10T14 avec  $A_s = 15,39 \text{cm}^2$

❖ vérification ELS :

si la fissuration considéré comme très préjudiciable

$$\overline{\sigma}_{st} = 250 \text{Mpa}$$

$$N_{ser} = 1386,55 \text{KN}$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{10} = 138,655 \text{KN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{F_{ser}}{A_{ser}} = 90,09 \text{MPa} < 250 \text{MPa} \text{ C.V}$$

#### VI.4 .4 Les Armatures Transversales :

Le diamètre des armatures transversales adoptes est  $\phi_t = 8 \text{mm}$

$$S_t \leq \min(20 \text{cm}, 15\phi_t) \leq \min(20 \text{cm}, 21 \text{cm}) \leq 20 \text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{cm}$$

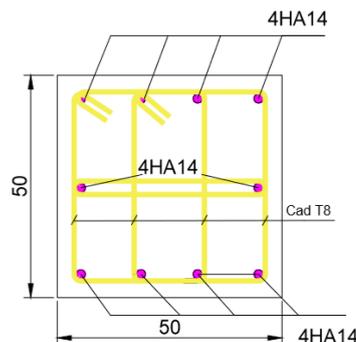


Figure VI.13: Ferrailage longrines

## VI.5 Étude du voile périphérique

### VI.5.1 Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

### VI.5.2 Pré dimensionnement :

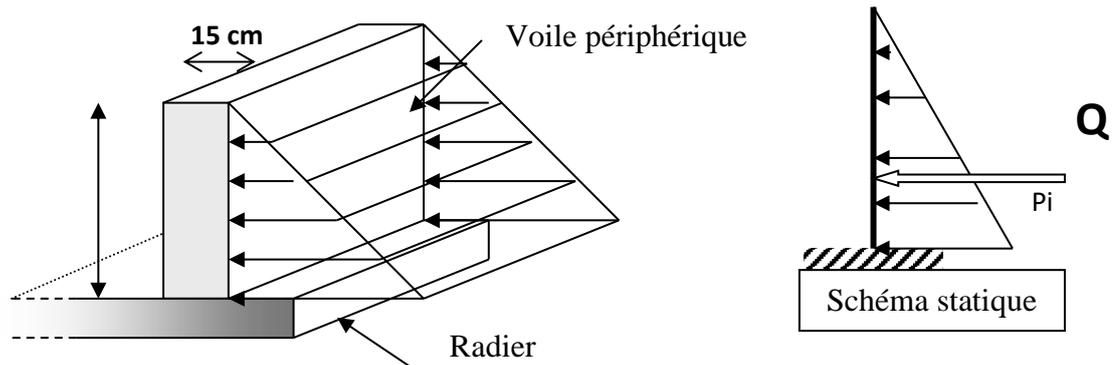
Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
  - Epaisseur  $e \geq 15\text{cm}$
  - ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
  - ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
  - ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
  - ◆ La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

### VI.5.3 Évaluation des Charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x=2.66\text{m} ; L_y=5.5\text{m} ; e=15\text{cm}.$$



**Figure VI.14 :** Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base

du voile (cas le plus défavorable).

**BAEL91 modifié 99**, la charge de poussées des terres est donnée par

$$P_i = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H$$

**Avec :**

$P_i$  = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

$$k_0 = \text{Coefficient de poussée} = \text{tg}^2 \cdot \left[ \left( \frac{\pi}{4} \right) - \left( \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

$\gamma_h$  = Poids spécifique des terres ( $\gamma_h = 20.5 \text{ kN/m}^3$ ).

$\varphi$  : Angle de frottement interne du remblai =  $27^\circ$ .

$$\varphi = 27^\circ \Rightarrow K_0 = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,3755$$

$$\text{Donc } P_i = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H = 20.48 \text{ kN/ml} \Rightarrow P_u = 1.35 P_i = 27.65 \text{ kN/ml}$$

➤ **Effort dans la Dalle :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,49 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,098 ; \mu_y = 0,25$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 19.17 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 4.79 \text{ kNm}$$

- Moment en travée :  
 $M_{tx} = 0,75 M_x = 14.38 \text{ kNm}$   
 $M_{ty} = 0,75 M_y = 3.59 \text{ kNm}$
- Moment sur appuis :  
 $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 9.59 \text{ kNm}$

➤ **Calcul du Ferrailage :**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}.$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.16 : Ferrailage du Voile Périphérique.**

	Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$
Travée	x-x	14,38	0,047	0,061	13,18	2,51	5T10	3,93	20
	y-y	3,59	0,012	0,016	13,42	0,62	4T10	3,14	25
Appui	x-x	9,59	0,031	0,04	13,29	1,66	4T10	3,14	25
	y-y								

➤ **Condition de Non Fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,49 \text{ cm}^2 < 3,02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

➤ **Condition exigées par le RPA99/version 2003 :**

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{min} = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2 < 3,02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

➤ **Vérification de l'Effort Tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 37.22kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 24.52kN$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 37.22kN$$

$$\tau_u = \frac{35.45 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,28MPa < 1,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

**Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,49 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 20.48kN / ml$$

$$\mu_x = 0,1013$$

$$\mu_y = 0,358$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 14.68kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5.26kNm$$

- **Moment en travée :**  
M<sub>tx</sub>=0,75M<sub>x</sub>=11.01 kNm

$$M_{ty}=0,75M_y=3.95 kNm$$

- **Moment sur appuis :**  
M<sub>ax</sub>=M<sub>ay</sub>=0,5M<sub>x</sub>=7.34 Kn

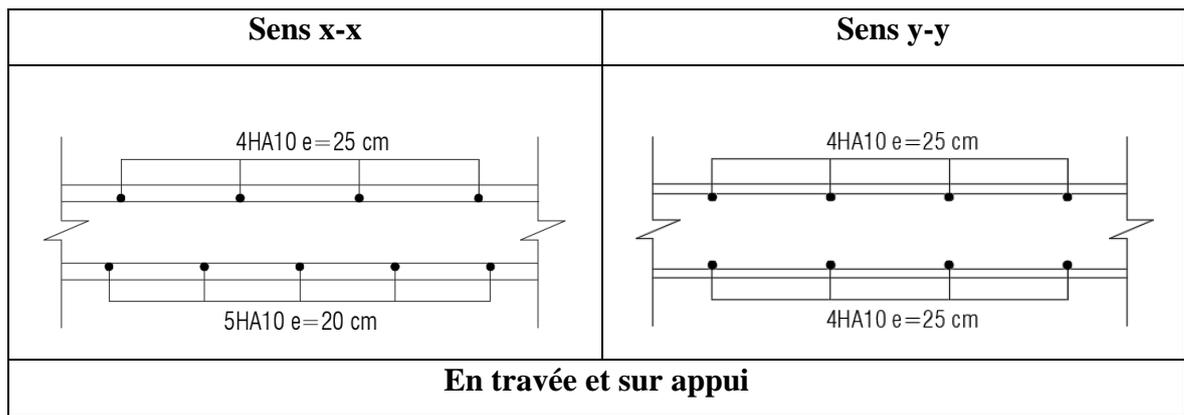
➤ **Vérification des contraintes:**

Il faut vérifier que:  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau VI.17:** Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	Mser	As	Σcb	σcb'	σs	σs'	Vérification
Travée	x-x	11,01	3,93	4,76	18	226,6	250	C.V
	y-y	3,95	3,14	1,87		101		C.V
Appui	x-x	7,34	3,14	3,47		187,7		C.V
	y-y							



**Figure VI.15** : Ferrailage du Voile Périphérique.

### **Conclusion générale**

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquies durant notre cycle de formation, de les approfondir en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les logiciels de calcul, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

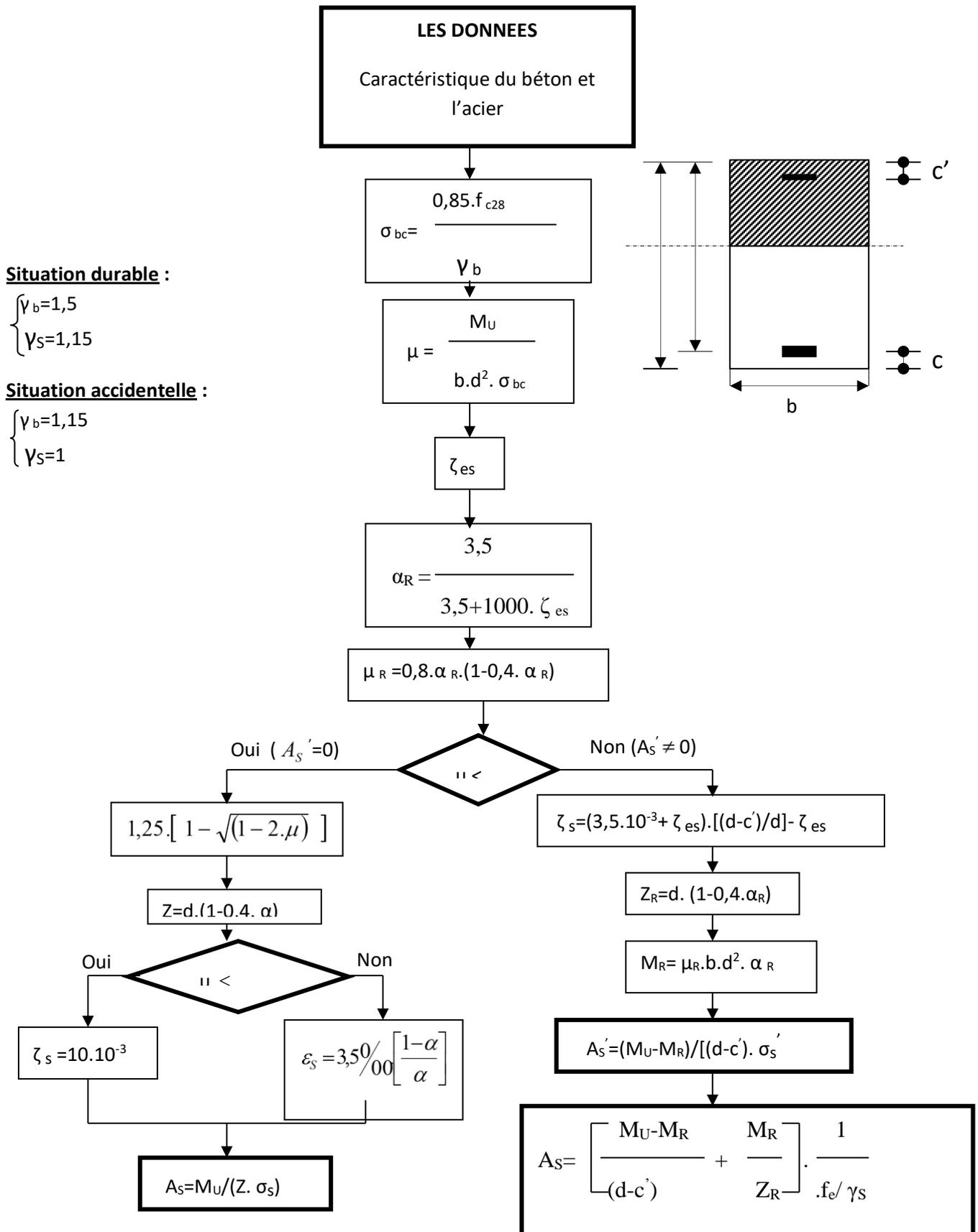
Cette analyse a comporté un certain nombre de modèles, en ajoutant des voiles à chaque fois, et en augmentant les sections des poteaux afin de satisfaire le critère du comportement sismique R donné en règlement. La disposition des voiles est une étape très importante pour améliorer le comportement sismique de la structure mais d'une façon économique. Pour l'infrastructure, le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et de l'importance des charges transmises par l'ouvrage.

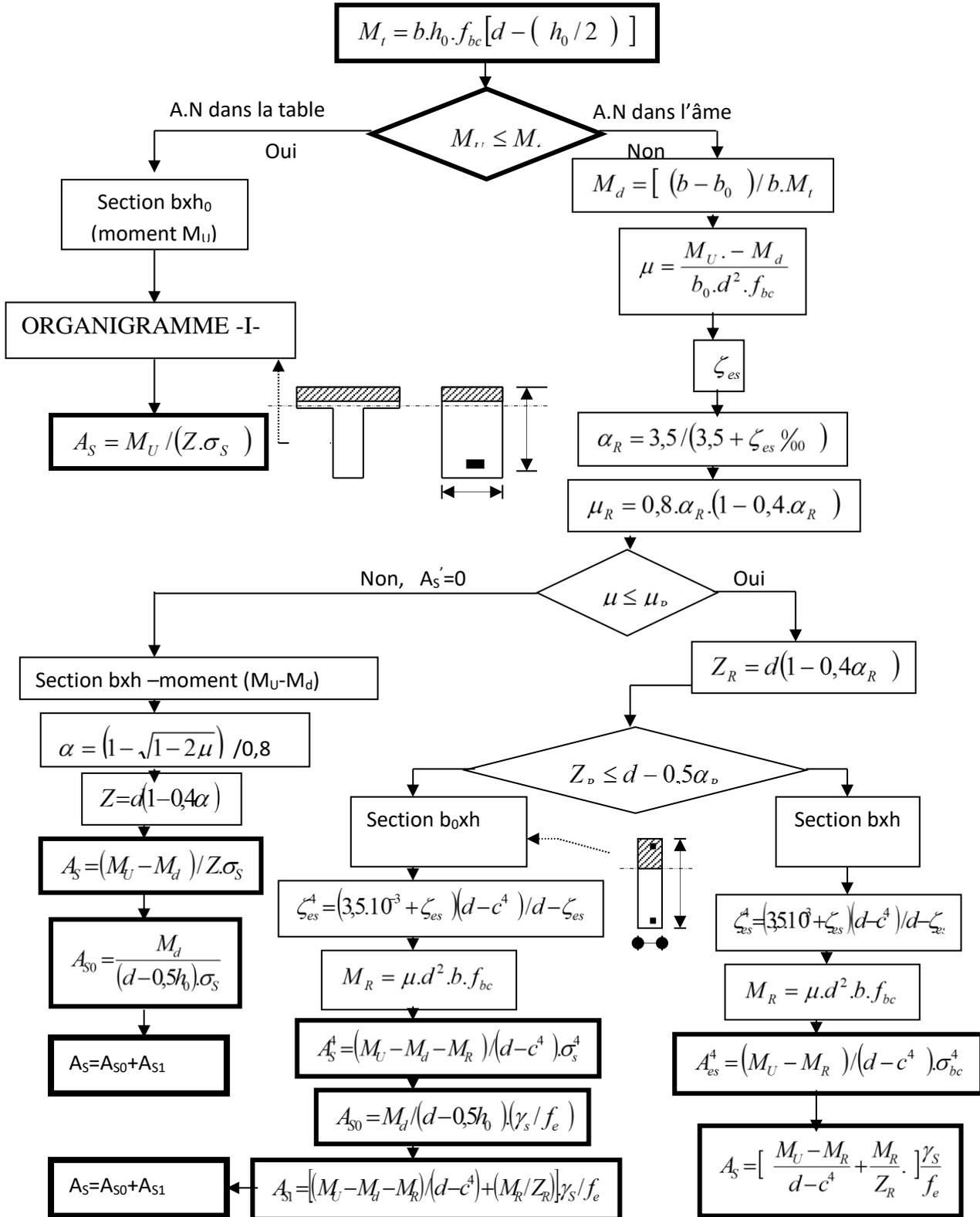
On arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est la résultante des longues années d'étude. Nous espérons que ce travail aura une double répercussion ; la première c'est de nous servir comme élément de référence, la seconde, il servira peut-être comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

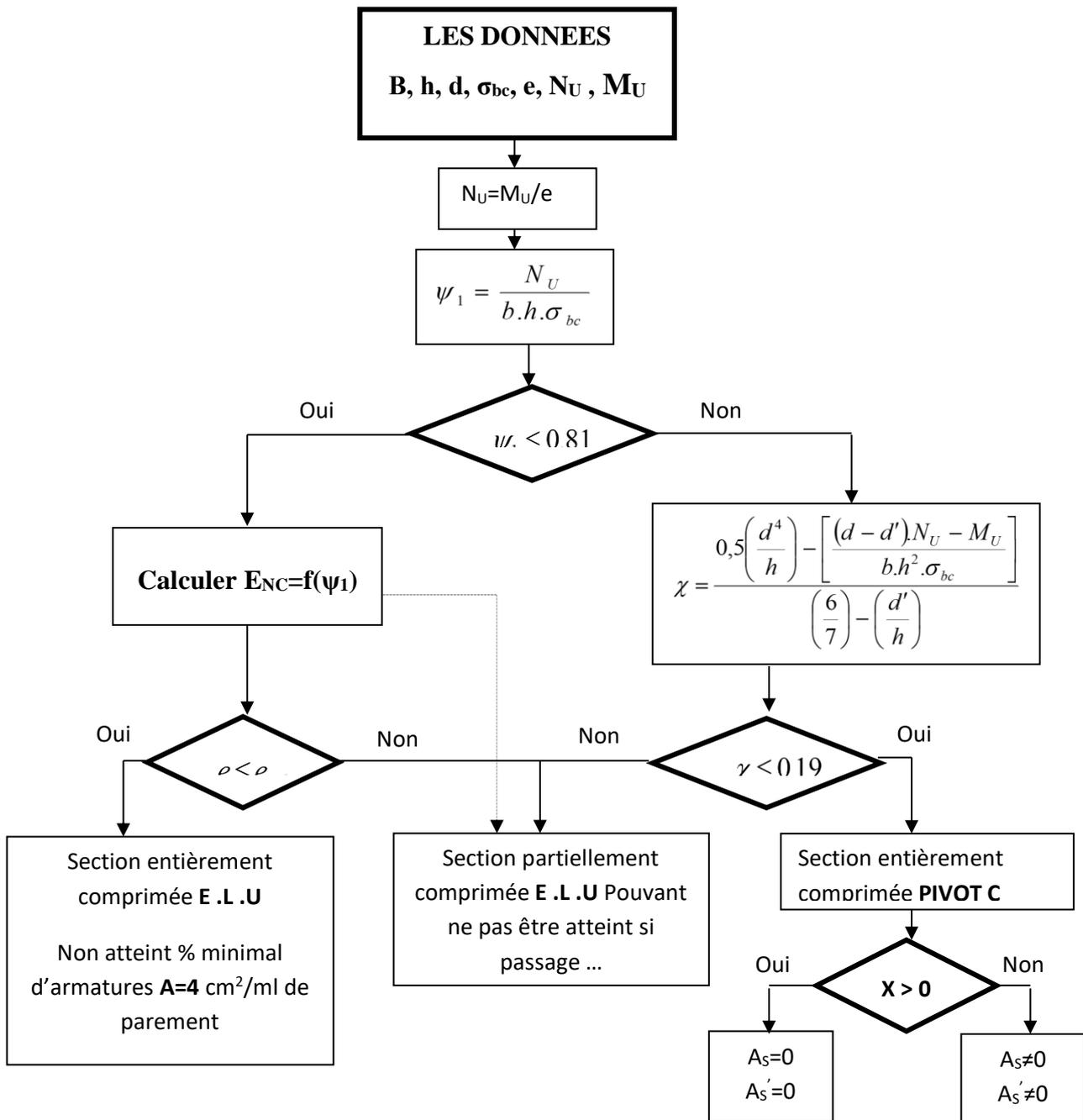
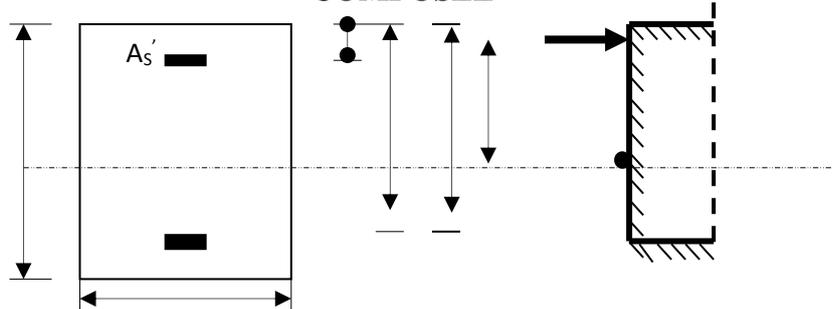
# Annexe

## ORGANIGRAMME -I-

### SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

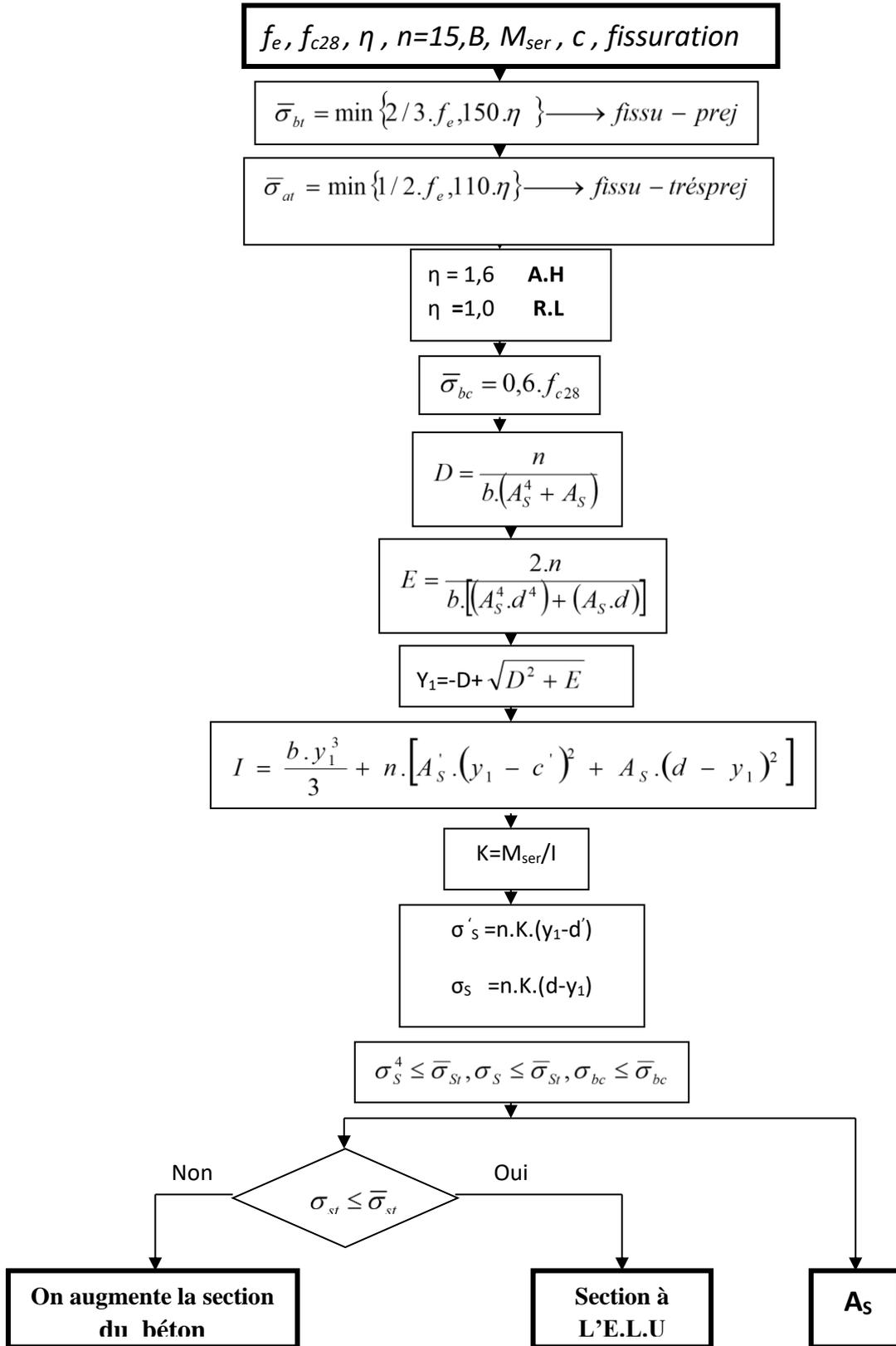


**ORGANIGRAMME -II-****CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

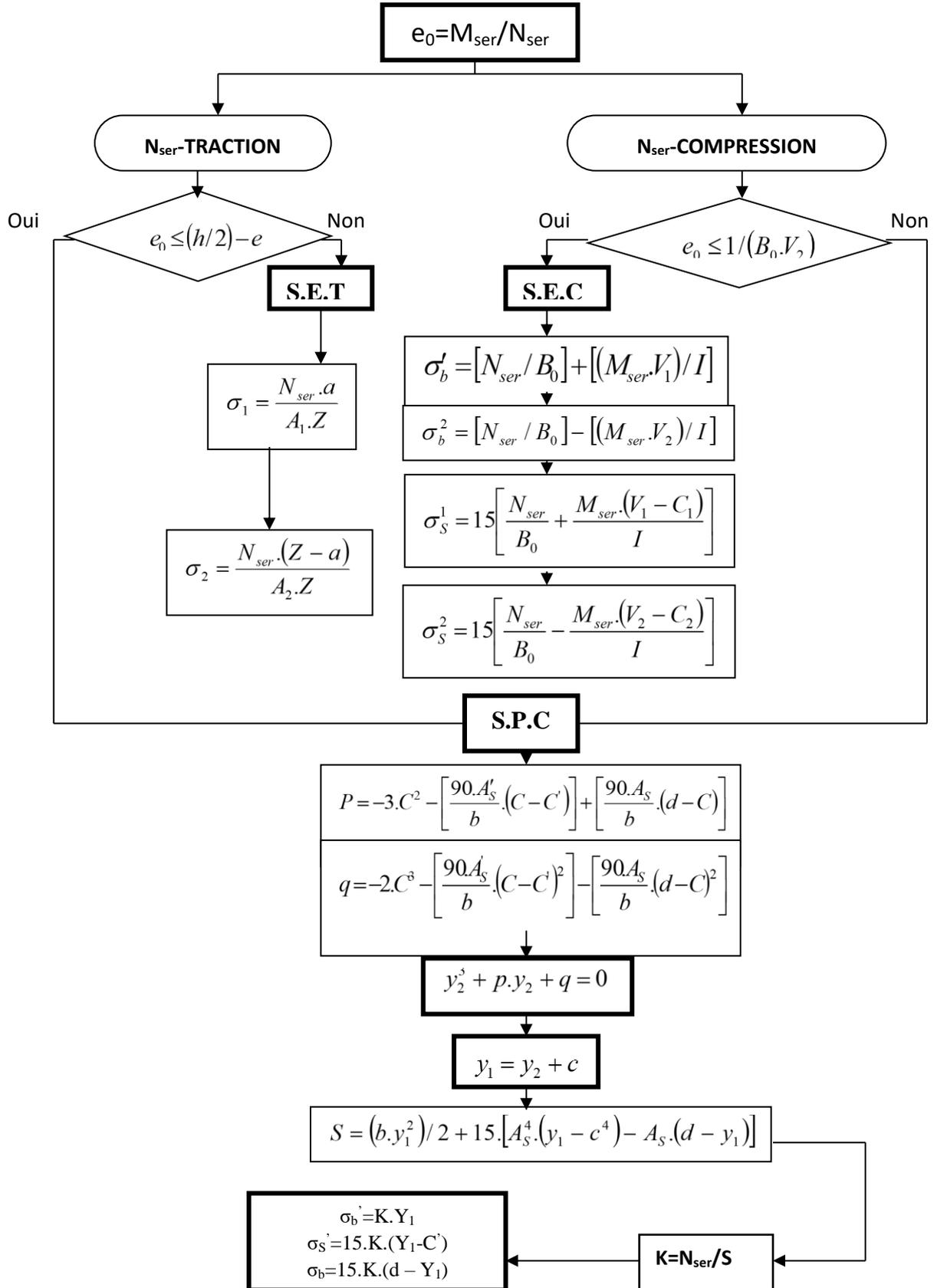
**ORGANIGRAMME -III-****CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION  
COMPOSEE**

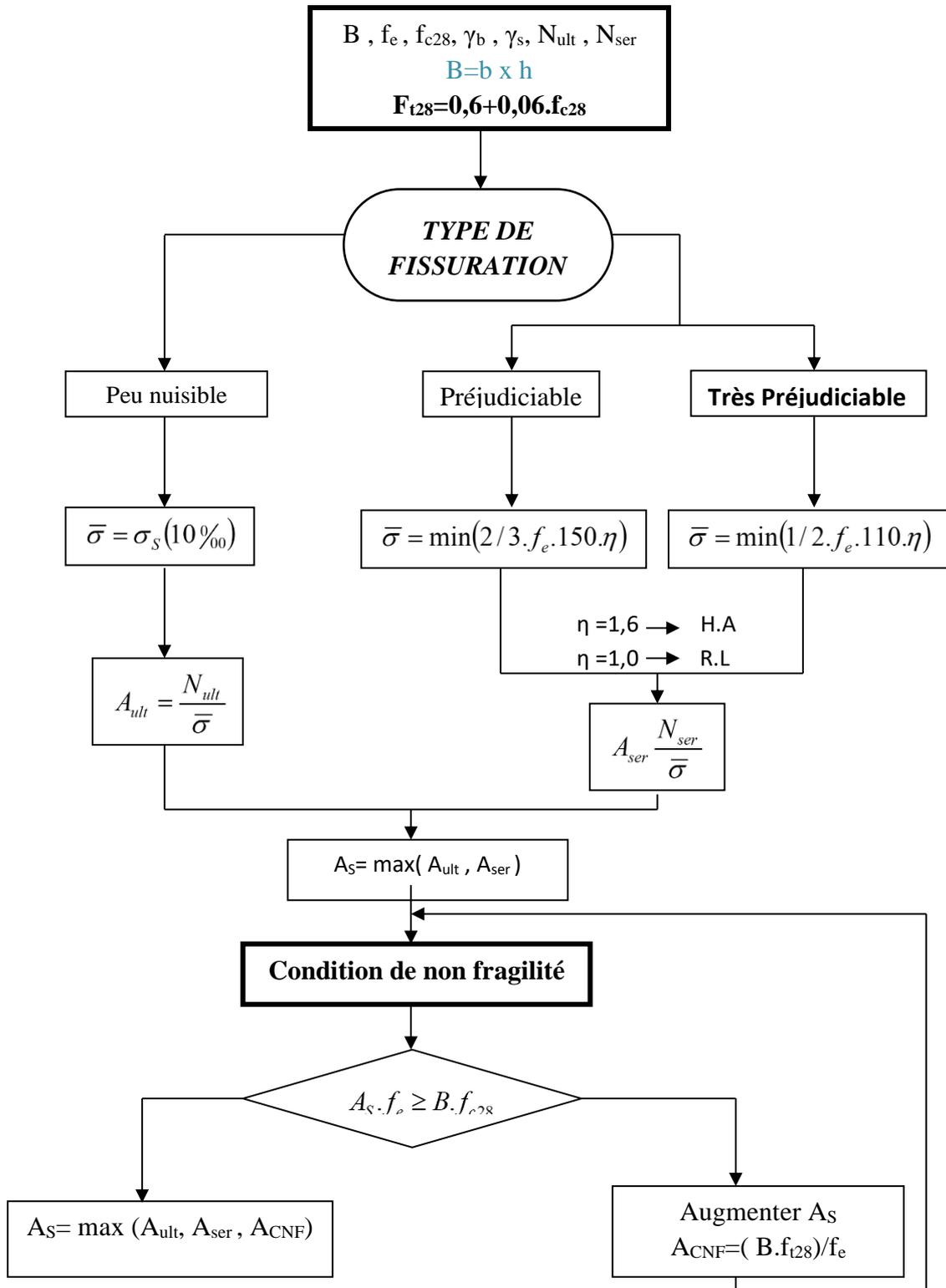
**ORGANIGRAMME -IV-**

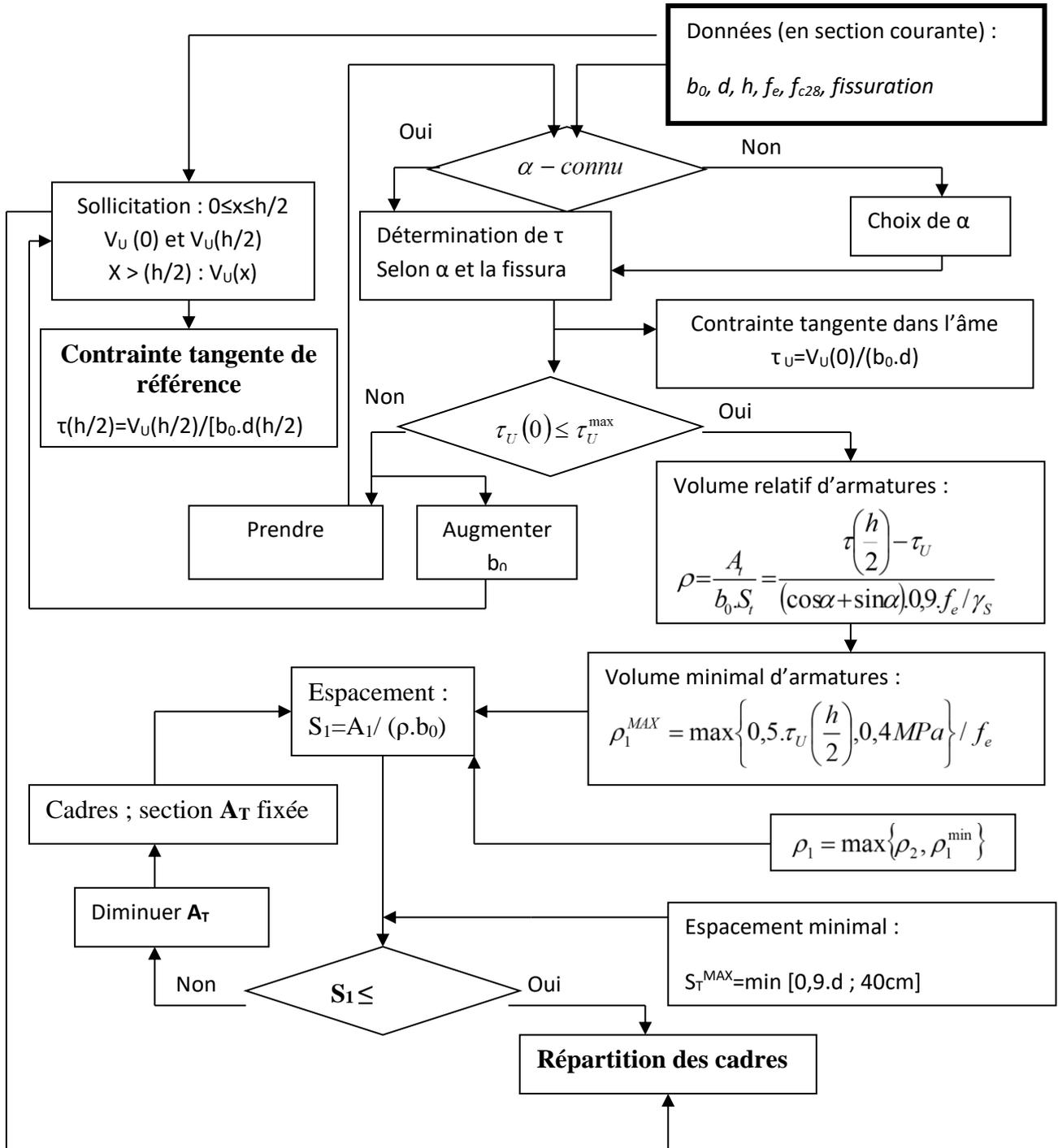
**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**



**ORGANIGRAMME-V-**  
**FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S**



**ORGANIGRAMME -VI-****TRACTION SIMPLE**

**ORGANIGRAMME -VII-****CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT**

## Annexe

### Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre $\phi$ en mm

$\phi$ N	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

**Tableau des armatures**

## Annexe

### Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

$g = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

### **LES OUTILES UTILISER :**

➤ **Logiciels :**

- ETABS 20.3.0 .....Analyse des structures
- AUTOCAD 2018.....Dessin
- EXCEL 2016.....Calcul.
- WORD 2016.....Traitement du texte.
- SOCOTEC et EXPERT... (calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple).

## BIBLIOGRAPHIE

---

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

➤ **Règlements :**

- [1] :**BAEL91 modifié** : béton armé aux états limites.
- [2] :**RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne
- [3] :**CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme
- [4] : **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges)
- [5] :**D.T " EUROCODE 2"**.
- [6] : **BA13NF120/260**.
- [7].Y L Liew. Quality Control Testing of Plasterboard for Bracing Applications , The University of Melbourne and Swinburne University of Technology,2008.
- [8].Liew YL, Duffield CF and Gad EF. 2002. The influence of plasterboard clad walls on the structural behavior of low rise residential buildings. The Electronic Journal of Structural Engineering, 2: 1–16.
- [9]. ( [Liew, Y. L. (2004). Plasterboard as a bracing material: from quality control to wall performance. PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Melbourne.)
- [10]. ( Saifullah.I and Gad .I and al .,Structural Behaviour Of Ceiling Diaphragms In Steel –Framed Residential Structure ,australasian structural engineering conference 23-25noveber 2016brisbane ).

➤ Les mémoires de fin d'études des promotions précédentes.