



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم  
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil

N° d'ordre : M...../GCA/2023

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : STRUCTURE

# Thème

Etude d'un bâtiment en RDC+10 Etages +Sous-Sol  
A usage d'habitation

Présenté par :

-GUENDOUZI AMINA

-GUENDOUZ AMINA

*Soutenu le 27/09/2023 devant le jury composé de :*

Président : Mr. BENSOUA MOHAMED

Examineur : Mr. BAHAR SADEK

Encadreur : Mr. MOUSSAOUI SALLAH EDDINE

**Année Universitaire : 2022/2023**

## ***Remerciements***

*Notre parfaite gratitude et nos remerciements à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mener à bien ce modeste travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions Messieurs encadreur **MOUSSAOUI SALAH EDDINE** pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de cet ouvrage.*

*Nous exprimons aussi nos reconnaissances à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire, de présider et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.*

*Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en génie civil.*

*Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

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

*A mes très chers frères : SADEK et BENOUDA et AMINE*

*A ma chère sœur : HADJA*

*La famille **GUENDOUI** et **AMOURI** sans exception*

*A ma chère binôme AMINA*

*A vous mes chères : IHSEN et BATOUL*

*et à tous la promotion de master 2 génie civil*

*Et à tous qui me sont chère.*

**GUENDOUI AMINA**

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

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

*A mes très chers frères : Walid et Ahmed*

*A mes très chères sœurs : Fatima et Meriem*

*A toute la famille **GUENDOZ** et **DJOUZI** sans  
exception*

*A ma chère binôme Amina*

*A ma chère : wafaa*

*Et à tous la promotion de master 2 génie civil*

*Et à tous qui me sont chère.*

**GUENDOZ AMINA**



## المخلص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى سكني يتألف من طابق سفلي وطابق أرضي بالإضافة إلى (10) طوابق في ولاية مستغانم هذه المنطقة مصنفة في المنطقة الزلزالية **IIa** حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 طبعة 2003. ثم استخدام **BAEL9199 ,RPA99V2003** من اجل الحسابات والتحقق من الخرسانة المسلحة لضمان وتأكيد الدراسة الديناميكية للهيكل استعملنا برنامج **ROBOT** من اجل تحديد القوة الناتجة عن مختلف الأحمال ك(الحمل الدائم التشغيل و الحمل الزلزالي) أما دعامات المبنى فتتألف من أعمدة مرتبطة ببعضها وجدران من الإسمنت المسلحة هذه الأخيرة بدورها تستعمل في تأمين استقرار البناية وتثبيت محيطها، أما أساسات البناية فتم اختيارها لتتحمل الحمولات والقوى المطبقة عليها وتوزعها بشكل منظم على الأرض.

الكلمات المفتاحية: البناية ، خرسانة مسلحة ، **Robot2023, RPA99version2003 , BAEL91/99** ،

## **Abstarct**

This work presents a detailed study of a residential building consisting of a basement and a ground floor plus (10) floors, located in the Wilaya of **Mostaganem**, this region is classified in seismic zon IIa, according to the Algerian earthquake resistant regulations **RPA99version 2003**.

For the calculations and the verifications of the reinforced concrete the modified RPA99V2003 and BAEL9199) were used and to insure and validate the dynamic study of the structure we used the **ROBOT** software, in order to determine the different loads due to loads (died load, live load and seismic load). The porticoes that associated with the reinforced concrete shear-walls provide the wind-bracing. The peripheral Shear-walls insured the anchoring of the building and the foundation raft adopted to support the loads and to distribute them on the soil

**Keywords:** Building, Reinforced concrete, **Robot2023**, **RPA99version2003**, **BAEL91/99**.

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (10) étages, implanté dans la wilaya de **Mostaganem**, cette région est classée en zone sismique **IIa** selon le **RPA99 version 2003**.

Pour les calculs et les vérifications du béton armé le **RPA99V2003** et le (**B.A.E.L91 modifié99**) ont été utilisés, et pour assurer et valider l'étude dynamique de la structure nous avons utilisé le logiciel **ROBOT**, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique). Le contreventement est assuré par les portiques associés avec les murs voiles. Les voiles périphériques assurent l'ancrage du bâtiment et pour les fondations nous avons adopté le radier générale pour supporter les charges et les répartir sur le sol.

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armé, **Robot2023**, **RPA99version2003**, **BAEL91 /99**.

# SOMMAIRE

---

Remerciments.....	
Dédicace .....	
Résumé.....	
Liste des notations.....	
Liste des figures.....	
Liste des tableaux.....	

## INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :.....	1
------------------------------	---

## CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. Introduction :.....	3
I.2. Objectifs : .....	3
I.3. Choix d'une structure :.....	3
I.4. Caractéristiques géométriques du bâtiment :.....	6
I.5. Caractéristiques géotechniques du sol :.....	6
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	7
I.6.1. Béton :.....	8
I .6.2Acier :.....	11
I.7.Actions et sollicitations :.....	14
I.7.1.Les actions :.....	13
I.7.2.Les sollicitations : .....	13
I .8.Conclusion :.....	15

## CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

II.1Introduction :.....	16
-------------------------	----

## SOMMAIRE

---

<b>II. 2. Pré dimensionnement des poutres :</b> .....	<b>16</b>
<b>II. 2.1 LES POUTRES PRINCIPALES :</b> .....	<b>17</b>
<b>II. 2.2 LES POUTRES SECONDAIRES :</b> .....	<b>17</b>
<b>II. 3. Pré dimensionnement des planchers :</b> .....	<b>18</b>
<b>II.3.1. Plancher à corps creux :</b> .....	<b>18</b>
<b>II.3.2. Plancher à dalle pleine :</b> .....	<b>19</b>
<b>II.4. Descente de charges :</b> .....	<b>21</b>
<b>II .4.1 plancher Terrasse inaccessible :</b> .....	<b>21</b>
<b>II .4.2 plancher étages courants :</b> .....	<b>22</b>
<b>II.4.3. Plancher du RDC :</b> .....	<b>23</b>
<b>II.4.4. Plancher Sous-sol (dalle plaine):</b> .....	<b>24</b>
<b>II.5. Maçonnerie :</b> .....	<b>25</b>
<b>II.5.1 Murs extérieurs (double parois en briques creuses) :</b> .....	<b>25</b>
<b>II.5.2 Murs intérieurs :</b> .....	<b>26</b>
<b>II.6. Pré-Dimensionnement des poteaux :</b> .....	<b>26</b>
<b>II.6.1 Dimensionnement des poteaux les plus sollicités:</b> .....	<b>26</b>
<b>II.7. Pré dimensionnement des voiles :</b> .....	<b>34</b>
<b>II.8 Conclusion :</b> .....	<b>34</b>

## CHAPITRE III : ETUDE DES PLANCHERS

<b>III.1. Introduction :</b> .....	<b>35</b>
<b>III.2. Plancher a corps creux (RDC et étage courant):</b> .....	<b>35</b>

## SOMMAIRE

---

III 2. 1. Dimensionnement:.....	35
III .2.2.Pré dimensionnement des poutrelles :.....	36
III .2.3. Détermination des charges agissant sur les poutrelles:.....	37
III .2.4. Détermination des sollicitations des poutrelles:.....	39
III.2 .5 Méthode de calcul.....	39
III .2 .6-Principe de la méthode forfaitaire:.....	39
III.2.7. Ferrailage des poutrelles :.....	49
III.3.Ferrailage de la dalle de compression.....	58
III.4.Plancher à dalle pleine:.....	59
III.4.1 Méthode de calcul :.....	59
III.4.2 le calcul de la dalle sous sol.....	61
III.4.3 Calcul du ferrailage de la dalle pleine .....	65
III.4.4 Vérification de l'effort tranchant .....	70
III.5 Conclusion :.....	74

## CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

IV. 1 Introduction :.....	75
IV .2 Étude des escaliers :.....	75
IV .2.1 Définition des éléments d'un escalier :.....	75
IV .2.2 Dimensionnement des escaliers- étage courant :.....	76
IV .2.3 Détermination des charges et surcharges :.....	77

## SOMMAIRE

---

IV .2.4 Combinaison de charges :.....	78
IV.2.5 calcul de Ferrailage :.....	81
IV.3 Calcul de la poutre palière : .....	85
IV.3.1 Charge supportée par la poutre :.....	86
IV.3.2 Calcul du ferrailage (ELU) :.....	86
IV.4 Étude de l'acrotère .....	92
IV.4 .1 Calcul des sollicitations :.....	92
IV.4.2 Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :.....	94
IV.4.3 Calcul de ferrailage :.....	94
IV.5 Etude des balcons :.....	98
IV.5.1 Détermination des charges :.....	99
IV.5.2 Calcul du ferrailage :.....	101
IV.6 Conclusion :.....	104

## CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

V.1 Introduction :.....	105
V .2.Objectif de l'étude sismique:.....	105
V .3.Choix de la méthode de calcul:.....	105
V .3.1.Principe de la méthode statique équivalente :.....	105
V .3.2.Principe de la méthode d'analyse modale spectrale:.....	105
V .3.3.Principe de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme:...	106

## SOMMAIRE

---

V .4.Classification des zones sismiques:.....	106
V.5 Fiche technique du Projet:.....	107
V .6.Résultat d'analyse modale:.....	109
V .7.Vérification réglementaire:.....	111
V .7.1.Calcul de la force sismique totale:.....	111
V.8 Vérification de l'effort Normal réduit:.....	117
V.9. Vérification des déplacements :.....	118
V.10. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ :.....	120
V.11.Conclusion :.....	121

## CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES PORTIQUES

VI.1.Introduction :.....	122
VI .2.Définition :.....	122
VI .3 Ferrailage des portiques :.....	122
VI .3.1.Combinaisons d'action :.....	122
VI.4. Etude des poutres :.....	123
VI .4.1.Ferrailage des poutres :.....	123
VI .5.Etude des poteaux :.....	132
VI .5.1.Ferrailage des poteaux :.....	133



# SOMMAIRE

---

## CHAPITRE VII : FERRAILLAGE DES VOILES

VII .1.Introduction : .....	145
VII.2. Recommandation du RPA99 version 2003:.....	145
VII .3.Disposition des voiles : .....	147
VII .4.Sollicitations dans les voiles: .....	147
VII.5. Ferrailage des voiles:.....	148

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 Introduction : .....	157
VIII.2. Etude des fondations : .....	157
VIII.2.1. Les combinaisons d'action : .....	157
VIII.2.2. Choix du type de fondation : .....	157
VIII.3. Étude du radier : .....	159
VIII.3.1. Pré dimensionnement du radier : .....	159
VIII .3.2.Pré dimensionnement des nervures : .....	162
VIII .3.3.Détermination des sollicitations :.....	163
VIII.4. Ferrailage Du Radier : .....	168
VIII .4.1.Ferrailage de la dalle :.....	168
VIII.5. Ferrailage du débordement :.....	178
VIII.6. Conclusion :.....	182

# SOMMAIRE

---

## CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE.....183

Références bibliothèques.....

Annexe.....

## LISTE DES FIGURES

---

<b>Figure I.1</b> : vue en plan.....	4
<b>Figure I.2</b> : Coupe transversale d'un mur de façade.....	5
<b>Figure I.3</b> : Diagramme contraintes - déformations de calcul du béton (E.L.U.) .....	10
<b>Figure I.4</b> : Diagramme contraintes – déformation de calcul du béton (E.L.S.) .....	11
<b>Figure I.4</b> : Diagramme contrainte déformation. ....	13
<b>Figure II.1</b> : Section transversale d'une poutre.....	16
<b>Figure II. 2</b> : Dimension de les poutres principale et secondaire.....	18
<b>Figure II.3</b> : Dalle corps creux.....	19
<b>Figure II.4</b> : dimension d'un des panneaux de dalle.....	21
<b>Figure II.5</b> : Coupe d'un plancher terrasse inaccessible.....	21
<b>Figure II.6</b> : Coupe transversale d'un plancher étage courant.....	22
<b>Figure II.7</b> : Coupe transversale du plancher RDC.....	23
<b>Figure II.8</b> : Coupe transversale du plancher sous-sol.....	24
<b>Figure II.9</b> : Schéma du mur extérieur. ....	25
<b>FigureII.10</b> : Schéma du mur intérieur.....	25
<b>Figure II.11</b> : La section réduite du poteau.....	26
<b>FigureII.12</b> : Schéma de la loi de dégression.....	29
<b>figureII.13</b> :la surface afférente de panneau le plus sollicité.....	30
<b>Figure II.13</b> : Coupe sur voile en élévation.....	34
<b>Figure III.1</b> : Corps creux.....	37

## LISTE DES FIGURES

---

<b>Figure III.2</b> : Section en T. ....	37
<b>Figure III.3</b> : Schéma d'une poutre continue. ....	40
<b>Figure III.4</b> : Moments d'une poutre à plus de 02 travées.....	42
<b>Figure III.5</b> : Moments d'une poutre à 02 travées. ....	42
<b>Figure III.6</b> : Effort tranchant d'une poutre à 02 travées. ....	43
<b>Figure III.7</b> : Effort tranchant d'une poutre à plus 02 travées.....	43
<b>Figure III.8</b> : Schéma statique de la poutrelle.....	44
<b>Figure III.9</b> : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 1 <sup>er</sup> type de poutrelle.....	48
<b>Figure III.10</b> : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1 <sup>er</sup> type de poutrelle ....	49
<b>Figure III.11</b> : le ferrailage de la dalle ....	54
<b>Figure III.12</b> : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	60
<b>Figure III.13</b> : Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement.....	61
<b>Figure III.14</b> : enrobage du ferrailage de la dalle ....	62
<b>Figure III.14</b> : enrobage du ferrailage de la dalle ....	63
<b>Figure III.16</b> : Le panneau le plus sollicitée.....	64
<b>Figure III.17</b> : ferrailage de la dalle.....	72
<b>Figure IV.1</b> : Différents éléments composant un escalier.....	77
<b>Figure IV.2</b> : Schéma statique (ELU et ELS).....	80
<b>Figure IV.3</b> : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	81
<b>Figure IV.4</b> : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	82
<b>Figure IV.5</b> : Ferrailage des escaliers.....	86

## LISTE DES FIGURES

---

<b>Figure IV.6:</b> Section transversale d'une poutre.....	86
<b>Figure IV.7 :</b> Schéma statique (ELU).....	87
<b>Figure IV.8:</b> Diagramme de moment fléchissant à l'ELU.....	88
<b>Figure IV.9:</b> Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	88
<b>Figure IV. 10:</b> Schéma statique (ELS).....	90
<b>Figure IV.11:</b> Diagramme de moment fléchissant à l'ELS.....	91
<b>Figure IV.12:</b> Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	91
<b>Figure IV.13:</b> ferrailage poutre palier.....	93
<b>Figure IV.14:</b> coupe transversale de l'acrotère.....	94
<b>Figure IV .15 :</b> Schéma Statique de l'acrotère.....	94
<b>Figure IV.16 :</b> section de calcul.....	95
<b>Figure IV.17 :</b> schémas de ferrailage.....	99
<b>Figure.IV.18:</b> Coupe de balcons.....	99
<b>Figure IV.19:</b> Schéma statique de calcul à l'ELU.....	101
<b>Figure IV .20 :</b> Schéma statique de calcul à l'ELS.....	103
<b>Figure IV.21 :</b> Plan de ferrailage des balcons.....	105
<b>Figure V.1 :</b> Structure finie avec définition des étages sur Robot.....	106
<b>Figure V.2 :</b> voiles de la structure.....	109
<b>Figure V.3 :</b> la translation suivant x-x.....	110
<b>Figure V.3 :</b> la translation suivant y-y.....	110
<b>Figure V.5 :</b> rotation suivant z-z.....	111

## LISTE DES FIGURES

---

<b>Figure VI.1</b> : Schéma de ferrailage des poutres principales.....	131
<b>Figure VI.2</b> : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	132
<b>Figure VI.3</b> : Sollicitation sur les poteaux.....	132
<b>Figure VI.4</b> : zone nodale [RPA99/2003.Figure.7.2].....	133
<b>Figure VI.5</b> : section de calcul du poteau.....	133
<b>Figure VI.6</b> : Armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	135
<b>Figure VII.1</b> : Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	146
<b>Figure VII.2</b> : Disposition des voiles.....	147
<b>Figure VII.3</b> : Schéma des contraintes.....	150
<b>Figure VII.4</b> : Schéma du ferrailage du voile V1.....	155
<b>Figure VII.5</b> : Schéma du ferrailage du voile V2.....	155
<b>Figure VII.6</b> : Schéma du ferrailage du voile V3.....	156
<b>Figure VII.7</b> : Schéma du ferrailage du voile V4.....	156
<b>Figure VIII.1</b> : Schéma d'un radier nervuré.....	159
<b>Figure VIII.2</b> : dimension de la nervure.....	162
<b>Figure VIII.3</b> : Schéma des contraintes du sol .....	165
<b>Figure VIII.4</b> : L'encrage de la structure .....	167
<b>Figure VIII.5</b> : Schéma du panneau de la dalle.....	168
<b>Figure VIII.6</b> : Enrobage.....	170
<b>Figure VIII.7</b> : Schéma du ferrailage des nervures principales.....	182
<b>Figure VIII.8</b> : Schéma du ferrailage des nervures secondaires1 .....	183

## LISTE DES TABLEAUX

---

<b>Tableau I.1</b> : Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.....	12
<b>Tableau II.1</b> Charge permanente de plancher terrasse inaccessible.....	21
<b>Tableau II .2</b> : Charge permanente de plancher étage courant.....	22
<b>Tableau II.3</b> : charge permanente de plancher RDC.....	23
<b>Tableau II.4</b> : charge permanente du sous-sol.....	24
<b>Tableau II.5</b> : la charge des murs extérieurs.....	25
<b>Tableau II.6</b> : La charge Des Murs Interiers.....	26
<b>Tableau II.7</b> : Tableau récapitulatif des charges permanents et des surcharges d'exploitation...	29
<b>Tableau II.8</b> : Tableau récapitulatif des cumules des charges permanents et d'exploitation	30
<b>Tableau II.9</b> : Pré-dimensionnement des poteaux.....	33
<b>Tableau III.1</b> : Les charges agissant sur les poutrelles en ELU et ELS.....	43
<b>Tableau III.2</b> : Dimension en travée.....	44
<b>Tableau III.3</b> : Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles.....	49
<b>Tableau III.4</b> : Les valeurs des efforts maximums.....	50
<b>Tableau III.5</b> : Valeur approchée des coefficients $\mu_x$ et $\mu_y$ .....	64
<b>Tableau III.6</b> : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	65
<b>Tableau IV .1</b> : la charge de paillasse.....	78
<b>Tableau IV .2</b> : la charge de palier.....	79
<b>Tableau IV. 3</b> : combinaison des charges.....	97
<b>Tableau IV.4</b> : Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon.....	100
<b>Tableau IV.5</b> :charge de garde-corps.....	100
<b>Tableau V. 1</b> : Tableau récapitulatifs. ....	109

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau V.2 :</b> Coefficient d'accélération de zone A. ....	112
<b>Tableau V.3 :</b> valeurs du coefficient de comportement R. ....	112
<b>Tableau V.4:</b> Valeurs de T1 et T2.....	113
<b>Tableau V.5:</b> Valeurs de $\xi$ (%). ....	113
<b>Tableau V.6 :</b> Valeurs du coefficient $C_T$ . ....	114
<b>Tableau V.7 :</b> critère q du facteur de qualité. ....	116
<b>Tableau V.8 :</b> Vérification de la résultante des forces. ....	117
<b>Tableau V.9 :</b> vérification d'effort normal réduit. ....	118
<b>Tableau V.10 :</b> Vérification des déplacements. (Sens x-x). ....	119
<b>Tableau V.11 :</b> Vérification des déplacements. (Sens y-y). ....	119
<b>Tableau V.12 :</b> Vérification à L'effet P- $\Delta$ . ....	120
<b>Tableau VI.1.</b> Tableau récapitulatif des moments fléchissant [ $KN. m$ ]et efforts tranchants....	124
<b>Tableau VI.2:</b> Tableau récapitulatif de ferrailrages des poutres principales et secondaires....	130
<b>Tableau VI.3 :</b> Tableau récapitulatif des moments fléchissant, Poteaux plus sollicités.....	135
<b>Tableau VI.4 :</b> Ferrailage des poteaux avec les efforts les plus défavorables.....	136
<b>Tableau VI.5 :</b> Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.....	137
<b>Tableau VI.6 :</b> Coefficients correcteurs $\rho_a$ en fonction de l'élancement géométrique $\lambda_g$ .....	139
<b>Tableau VI.7 :</b> Espacement des armatures transversales. ....	140
<b>Tableau VI.8 :</b> Quantité minimale d'armatures transversales. ....	140
<b>Tableau VI.9 :</b> Vérification des contraintes tangentielles. ....	141
<b>Tableau VI.10 :</b> Vérification de la condition de non fragilité. ....	142
<b>Tableau VII.1 :</b> Sollicitations des voiles. ....	147



## LISTE DES TABLEAUX

---

<b>Tableau VII.4</b> : vérification d'effort tranchant des voiles. ....	153
<b>Tableau VII.2</b> : Résumé de calcul de 1 <sup>er</sup> cas des voiles. ....	154
<b>Tableau VII.3</b> : Résumé de calcul de 2 <sup>er</sup> cas des voiles. ....	154
<b>Tableau VII.5</b> : Résumé de calcul du ferrailage des voiles.....	155
<b>Tableau VIII.1</b> : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements .....	163
<b>Tableau VIII.2</b> : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées	170
<b>Tableau VIII.3</b> : Ferrailage des poutres .....	180

## Liste des notations

---

BAEL	Béton armé à l'état limite
RPA	Règlement parasismique Algérien
ELUR	Etat limite ultime de résistance
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanents
Q P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
Qu	Chargement ultime
Qs	Chargement de service
Mf	Moment fléchissant
Mt	Moment de flexion en travée
Ma	Moment de flexion en appui
Md	Moment en appui droite
Mg	Moment en appui gauche
N	Effort normal
Td	Effort tranchant à droite du point considéré
Tg	Effort tranchant à gauche du point considéré
fc28	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
ft28	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
Eij	Module de déformation longitudinale instantané
Evj	Module de déformation longitudinale différée
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité pour l'acier
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité pour le béton
h	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b	Largeur des éléments

## Liste des notations

---

$h_0$	Hauteur de la table de compression
$\sigma_b$	Contrainte de calcul dans le béton
$\sigma_b$	Contrainte admissible limite dans le béton
$\sigma_s$	Contrainte de calcul dans l'acier
$\sigma_s$	Contrainte admissible limite dans l'acier
$\tau_u$	Contrainte tangentielle de calcul
$\tau_u$	Contrainte tangentielle limite
$\emptyset t$	Diamètre des armatures
S	Espacement entre armatures transversales
Au	Armatures calculées à l'ELUR
As	Armatures calculées à ELS
A	Armatures en appuis
At	Armatures en travées
I <sub>xx</sub>	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
I <sub>yy</sub>	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
M <sub>zz</sub>	Inertie massique
L <sub>f</sub>	Longueur de flambement
Br	Section réduite
L <sub>x</sub>	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L <sub>y</sub>	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
I <sub>0</sub>	Moment d'inertie de la section homogène
I <sub>f</sub>	Moment d'inertie fictif
F	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
$\Delta f_t$	Flèche total
$\rho$	Rapport entre deux dimensions $\rho=(L_x/L_y)$

# ***INTRODUCTION GENERALE***

### ❖ INTRODUCTION GENERALE :

L'histoire de la construction est étroitement liée aux besoins des êtres humains primitifs et à la disponibilité des matériaux, la plupart des matériaux utilisés et des techniques pratiquées dans la construction depuis l'Antiquité sont encore utilisés aux XVIIIe et XIXe siècles. Jusqu'à la révolution industrielle qui se profilait à partir du XVIIIe siècle.

D'après Vitruve « la construction s'attache à décrire les matériaux que fournit la nature et l'usage qu'on en fait. Il n'y est pas question de l'origine de l'architecture, mais bien de celle des bâtiments, ainsi que de la manière dont on est parvenu à donner à l'art de bâtir les développements et le degré de perfection où nous le voyons aujourd'hui » Donc on peut conclure que à l'aide du domaine architectural et génie civil l'art du bâtir savent une grande progression. Ce que nous intéresse c'est bien le domaine du génie civil qu'il est très ample, il englobe les travaux publics et le bâtiment il comprend notamment les constructions industrielles, hydrauliques et les infrastructures de transport ou urbaine et aussi les gros œuvres en général quel que soit le type de construction ou du bâtiment, ce domaine recouvre le dimensionnement et la réhabilitation d'une structure à travers l'ingénieur de génie civil.

L'ingénieur civil intervient dans la conception de projet, assure le suivi de la construction puis l'exploitation des ouvrages. Il est également responsable de la réhabilitation de tous types des constructions mentionné au-dessus, dont il affirme la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement, quand on parle à la sécurité du public on définit les risques naturels qui touchent cette sécurité tel que le séisme, cette phénomène est destructive et très difficile à prédire pour cela, l'ingénieur faut tenir compte de l'effet sismique pour éviter la mauvaise disposition constructive et la malfaçon d'exécution

Dans le cadre de notre projet nous avons procédé au calcul d'une structure en béton armé à usage d'habitation implanté dans la wilaya de MOSTAGANEM Algérie.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques alors elle a une forte activité sismique. Ce qui nous oblige, en tant qu'ingénieur, à appliquer les règlements parasismiques après avoir le comportement dynamique et l'étude préliminaire (Pré dimensionnement) pour aboutir à une analyse multicritère qui nous permette de choisir une estimation avantageuse et une analyse plus approfondie. Cette analyse nous permette

De Procéder au dimensionnement des différents éléments structuraux et secondaires de tel façon à ne pas modifier l'aspect architectural de cette structure.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- Le premier chapitre est consacré à la description générale du projet, la définition des différents éléments avec une présentation de caractéristiques des matériaux
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement de la structure et la descente des charges dans le bâtiment ;
- Le troisième chapitre est consacré au calcul des planchers (Corps creux et plaine) et leurs ferraillages ;
- Le quatrième chapitre consiste au calcul des éléments secondaires (escaliers, acrotère, et balcon) ;
- Le cinquième chapitre traite le problème dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D par le logiciel de calcul **ROBOT**.
- Le sixième chapitre comporte le calcul du ferraillage des éléments structuraux (poteaux, poutres),
- Le septième chapitre consacré à l'étude des voiles.
- Le huitième chapitre consacré à l'étude des fondations.

Nous terminerons ce travail par une conclusion générale, dans laquelle nous rappellerons le

Cadre de l'étude.

*Chapitre I*  
*Présentation de l'ouvrage*

### **I.1.Introduction :**

Dans notre société moderne la construction des bâtiments a connu un développement rapide, L'ingénieur doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments et le confort des usagers.

Dans ce chapitre nous allons résumer la situation, les dimensions du projet étudiés, ainsi les matériaux utilisés avec ses caractéristiques.

### **I.2.Objectifs :**

Les objectifs visés dans ce travail visent à :

- Modélisation de l'étude effectuée au préalable par le BET,
- Vérifier les performances techniques (choix du type du système constructif ainsi que les matériaux de constructions)
- Vérifier la stabilité de ce type de structure dans les conditions statiques,
- Assurer une résistance lors des excitations sismiques,

### **I.3.Choix d'une structure :**

Le choix d'un bâtiment d'élévation importante disposant d'un système constructif de contreventement mixte s'explique par le zonage sismique de la région mostaganémoise à savoir un classement de IIa jusqu'à IIb, l'imposition de ce type de structure pour ce type de bâtiment c.-à-d. ; immeuble de grande hauteur R+10 soit 34.68 m de hauteur ainsi que le développement théorique et pratique du domaine du bâtiment.





Figure I.1 : vue en plan

➤ **Les fondations :**

Le système de fondation doit former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales vers le sol de fondation et de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène.

➤ **Pour les planchers :**

Ils sont Constitués par des dalles à corps creux avec une dalle de compression et des dalles pleines qui forment des diaphragmes horizontaux rigides et assurent la transmission de forces agissantes dans leur plan aux éléments de contreventement.

➤ **Ascenseur :**

Il est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en Hauteurs des niveaux définis d'une construction

➤ **Escalier :**

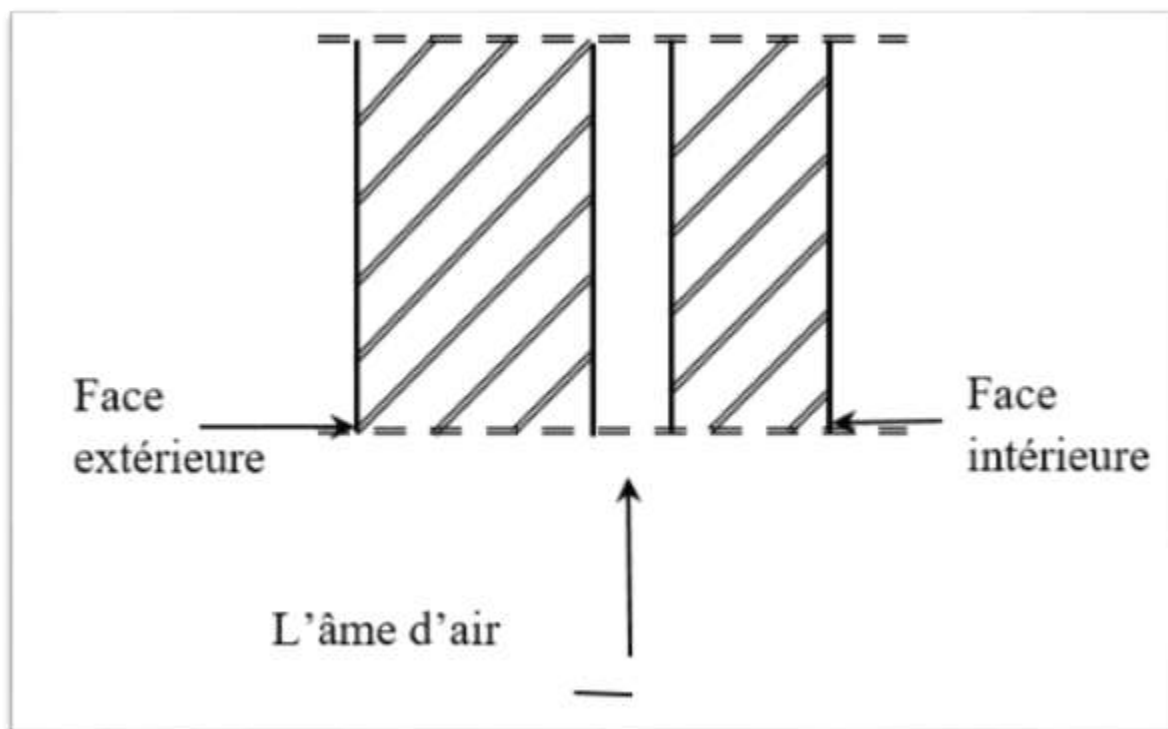
Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre constitué de volé et palier de repos

➤ **Les maçonneries :**

➤ **Murs extérieurs :** sont en double parois séparées par une lame d'air :

Parois extérieures en briques creuses de 15 cm d'épaisseur ;

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur qui joue un rôle d'isolation thermique et acoustique et une paroi intérieure en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.



**Figure I.2 :** Coupe transversale d'un mur de façade

➤ **Murs intérieurs :** sont composés de murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur et sont couverts d'une couche d'enduit en mortier de ciment de 1.5 cm d'épaisseur.

Acrotère : Pour les terrasses, on adopte un acrotère de 60 cm de hauteur

#### ➤ I.4 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Notre projet a une forme rectangulaire avec un décrochement, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

##### ➤ Dimensions en plan :

- Largeur totale en plan ..... 28.22 m
- Longueur totale en plan.....17.26m

##### ➤ Dimensions en élévation :

- Hauteurs des s/sol .....3.06m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....4.08 m
- Hauteur des étages .....3,06 m
- Hauteur des acrotères.....60 Cm
- Hauteur totale du bâtiment (depuis le sous-sol) .....37,74m plus 60cm d'acrotère 38,34m

#### I.5 Caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol ferme d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols :

- La contrainte admissible :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 3.5 \text{ MPa}$
- Poids volumique du sol :  $\gamma_h = 17.00 \text{ KN/m}^3$
- L'angle de frottement interne du sol  $\varphi = 35^\circ$
- Le site est considéré comme ferme (S2/site ferme).

##### ➤ Les charges :

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble. Les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

Selon l'article 2.5.4 du RPA99 (version2003), les ouvrages doivent en général comporter :

- Contreventements qui doivent être disposés de façon à :
- Reprendre les efforts horizontaux dus aux séismes.
- Reprendre une partie des charges verticales suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

### **I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

#### **➤ Principe du béton armé**

Le béton armé est un matériau complexe constitué par la réunion de deux matériaux « simples » : le béton et l'acier disposés de façon à utiliser d'une manière économique et rationnelle les résistances propres de chacun d'eux.

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.
- Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants).
- Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux ( $11.10^{-6}$  pour l'acier et  $10^{-6}$  pour le béton).

**I.6.1 Béton :**

Le béton est un mélange complexe dans des proportions convenables de granulat, et liant (ciment) malaxé avec une eau de gâchage pour obtenir une pâte maniable.

**Béton = Ciment + Gravier + Sable + eau de gâchage.**

Selon les règles du BAEL91, on obtient les caractères des matériaux suivants :

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites par le règlement BAEL91 et tous les règlements applicables en Algérie.

- **Ciment utilisé** ..... CPJ 42.5 (dosage 350 kg /m<sup>3</sup>)
- **Sable** ..... 400 litres/m<sup>3</sup> (Ds ≤ 0.5 mm)
- **Gravier** ..... 800 litres/m<sup>3</sup> (3 ≤ Dg ≤ 25 mm)
- **Eau de gâchage** ..... 160 à 180 litres/m<sup>3</sup>.

➤ **Résistance à la compression :**

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite  $f_{c28}$ .

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge  $j$  jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$$

{ Pour  $f_{cj} \leq 40\text{MPa}$   
 Avec :  $j \leq 28$  jours

**$f_{c28} = 25\text{MPa}$  .**

➤ **Résistance à la traction :**

La résistance à la traction d'un béton à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow \mathbf{f_{t28} = 2.1\text{MPa}}$$

➤ **Module de déformation longitudinale du béton :**

- Module de déformation longitudinale instantanée est :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures,

le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est donné par :

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

Pour  $j = 28$  jours et  $f_{c28} = 25$  MPa ; On a :  $E_{i28} = 32164$  MPa.

- Module de déformation longitudinale différée :

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, on utilise le module de déformation longitudinale différée  $E_{vj}$  qui est donné par la formule :

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

Pour  $j = 28$  jours et  $f_{c28} = 25$  MPa ; On a :  $E_{v28} = 10819$  MPa.

- **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson du béton est pris égal à 0.2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations. Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques,), on prendra :

- ❖  $\nu = 0$   $\Rightarrow$  Etats limites ultimes (béton fissuré).
- ❖  $\nu = 0.2$   $\Rightarrow$  Etats limites de service (béton non fissuré).

- **Contraintes limites :**

Suivant le B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etat limite ultime (E.L.U)
- Etat limite de service (E.L.S).
- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la Figure I-2.

Les déformations du béton sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰ si} \quad f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ \varepsilon_{bc2} = 3,5 \text{ ‰ si} \quad f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

Min (4,5 ; 0,025f<sub>cj</sub>) ‰

La contrainte limite ultime du béton comprimé :

$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité partiel et vaut :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Pour une situation accidentelle.} \\ 1.50 & \text{Pour une situation durable et transitoire.} \end{cases}$$

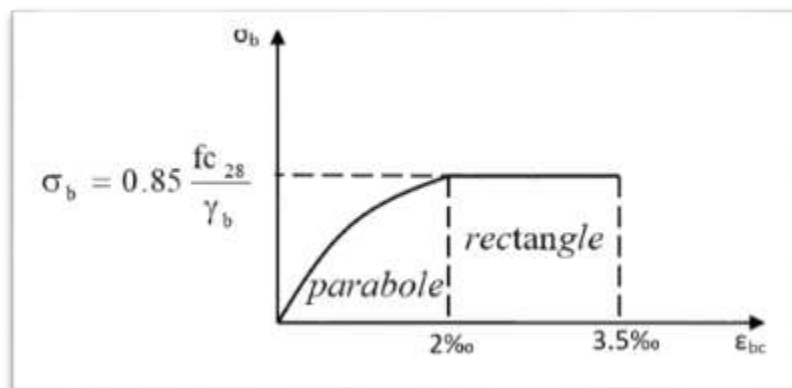


Figure I.3: Diagramme contraintes - déformations de calcul du béton (E.L.U.)

- Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible).}$$

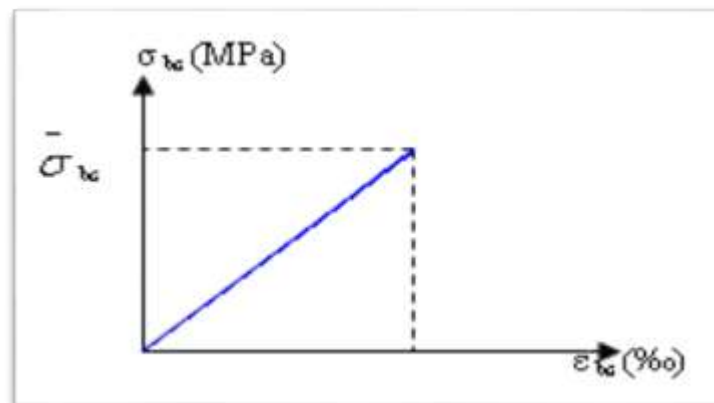
$$\bar{\tau} = \min (0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

•Etat limite service (E.L.S) :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles, et on

suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte, la loi de Hooke de l'élasticité pour d'écrire le comportement du béton à cet état, avec des charges de longue durée ( $E_b = E_{vj}$  et  $\nu = 0,2$ ). La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.



**Figure I.3:** Diagramme contraintes – déformation de calcul du béton (E.L.S.)

A l'état limite de service, on limite la contrainte dans le béton par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

### I.6.2 Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

➤ **Types d'aciers utilisés :**



Les types d'aciers utilisés sont :

- Barre à haute adhérence (HA) de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales ;
- Ronds lisses (RL) de nuance FeE235 pour les armatures transversales (cadres, épingles et étriers)
- Treillis soudés (TS) de nuance FeE520 pour  $\Phi \leq 6\text{mm}$ .

Pour notre projet, on utilisera les aciers indiqués dans le tableau ci-dessous :

**Tableau I.1** : Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Diamètres nominaux normalisés en [mm]	Utilisation
<b>Ronds lisses (RL)</b>	FeE235	235	6_8	Armatures transversales (cadres, épingles, étriers, des poutres et des poteaux)
<b>Haute adhérence (HA)</b>	FeE400	400	8_10_12_14	Armatures longitudinales
<b>Treillis soudés (ronds lisses) TS</b>	TLE520 $\varphi \leq 6\text{mm}$	520	$\varphi \leq 6\text{mm}$	Emplois courant pour : radiers, voiles, planchers et dalles.

➤ **Contrainte de calcul de l'acier ( $\sigma_s$ ) :**

• **Etat limite ultime de résistance (E.L.U) :**

Le diagramme contrainte ( $\sigma_s$ )-déformation ( $\varepsilon_s$ ) est conventionnellement défini ci-dessous,

$$\text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier ;

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier et

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.6 & \longrightarrow \text{Situation courante (normale).} \\ 1.00 & \longrightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

$E_s$  : Allongement relatif de l'acier ( $\epsilon_s = \Delta L/L$ )

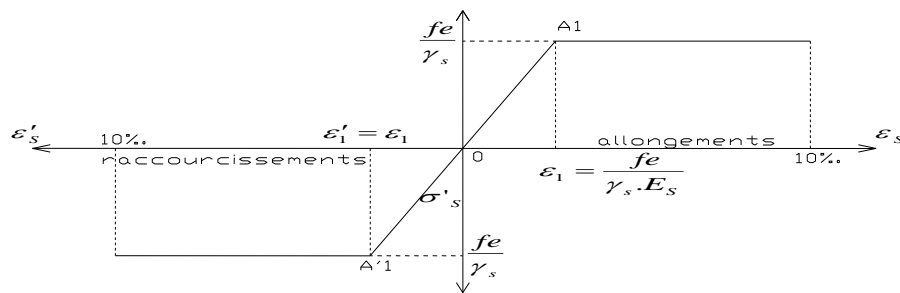


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation.

• **Etat limite de service (E.L.S) :**

Selon les règles B.A.E.L.91 :

a) Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  Aucune vérification pour  $\sigma_s$  ;

b) Fissuration préjudiciable  $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$  et

c) Fissuration très préjudiciable  $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$ .

Avec :

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours ;

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} = \begin{cases} 1 & \longrightarrow \text{Acier rond lisse} \\ 1.6 & \longrightarrow \text{Acier haute adhérence.} \end{cases}$$

**• Module d'élasticité longitudinal de l'acier :**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 210000 \text{ MPa} = 21 \times 10^5 \text{ bars.}$$

**I.7.Actions et sollicitations :****I.7.1.Les actions :**

Les actions sont l'ensemble des charges appliquées directement à une construction, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état qui entraînent des déformations de la structure, on trouve trois types d'actions :

**• Actions permanentes :**

- Poids propre de la structure ;
- Les charges de la structure d'équipement ;
- Les poussées et la pression et poids dus à des terres ou des liquides lorsque le niveau de ces derniers variant peu ;
- Les déformations imposées à la construction, retrait, tassement différentiel d'appuis.

**• Actions variables :**

- Les charges d'exploitations ;
- Les charges climatiques (vent, neige) ;
- Les charges appliquées en cours d'exécution ;
- Les effets dus à la température.

**• Actions accidentelles :**

- Le séisme ;
- Les chocs des véhicules ;
- Les incendies.

**I.7.2. Les sollicitations :**

Sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée

**I .8.Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons cité tous les caractéristique des matériaux (béton-acier), les dimensions du notre projet, la situation géographique avec le zonage de la wilaya, les règlements et les hypothèses de calculs puis les caractéristiques structurales de quelque éléments que nous serons réalisés dans les prochaines chapitre.

## *Chapitre II*

# ***PRE-DIMENTIONNEMENT***

## II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants (poutre, plancher, voile ,...etc.) ; en utilisant les règlements **RPA99/version 2003** et **BAL91**.

## II. 2. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

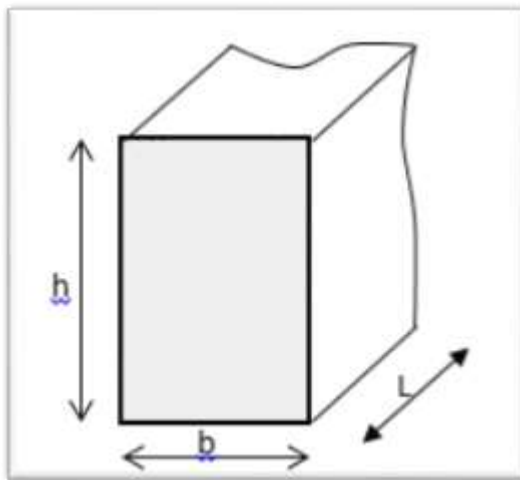
On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

La hauteur des poutres est déterminée par :  $L/15 < h_p < L/10$

Dont  $\left\{ \begin{array}{l} h_p : \text{la hauteur de la poutre} \\ L : \text{la portée maximale de la poutre (entre axe d'appuis)}. \end{array} \right.$

D'après le RPA99/version 2003 ; les poutres doivent respecter

Les dimensions suivantes :



**Figure II\_1:** Section transversale d'une poutre

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 40 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \text{zone IIa}$$

## II. 2.1 LES POUTRES PRINCIPALES :

a- Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 458 \text{ cm} \longrightarrow \frac{458}{15} < h_p < \frac{458}{10}$$

$$\Rightarrow 30.5 \text{ cm} < h_p < 45.8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{on prend: } \underline{h_p = 40 \text{ cm}}$$

b- Largeur de la poutre

$$0.4h_p < b < 0.8h_p \longrightarrow 0.4 \times 40 < b < 0.8 \times 40$$

$$\Rightarrow 16 < b < 32 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{on prend: } \underline{b = 30 \text{ cm}}$$

c- Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{ll} h = 40 > 30 \text{ cm} & \text{vérifiée} \\ b = 30 > 20 \text{ cm} & \text{vérifiée} \\ h/b = 1.33 < 4 & \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La section adoptée pour la poutre principale est **(30x40) cm<sup>2</sup>**

## II. 2.2 LES POUTRES SECONDAIRES :

d- Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 393 \text{ cm} \longrightarrow \frac{393}{15} < h_p < \frac{393}{10}$$

$$\Rightarrow 26.2 \text{ cm} < h_p < 39.3 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{on prend: } \underline{h_p = 35 \text{ cm}}$$

e- Largeur de la poutre

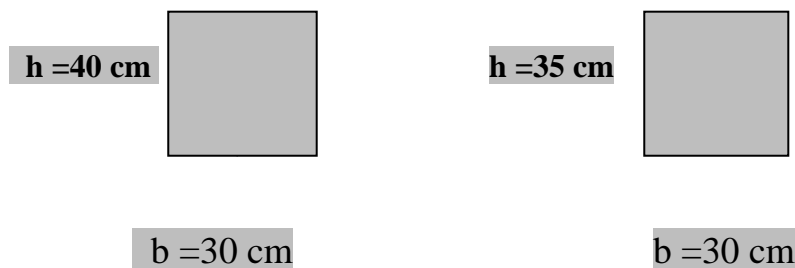
$$0.4h_p < b < 0.8h_p \longrightarrow 0.4 \times 35 < b < 0.8 \times 35$$

$$\Rightarrow 14 < b < 28 \text{ cm}$$

⇒ on prend : **b = 30 cm**

f- Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{ll} h = 35 > 30\text{cm} & \text{vérifiée} \\ b = 30 > 20\text{cm} & \text{vérifiée} \\ h/b = 1.16 < 4 & \text{vérifiée} \end{array} \right.$$



**Figure II. 2:** dimension des poutres principale et secondaire

## II. 3. Pré dimensionnement des planchers :

### II.3.1. Plancher à corps creux :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, ...).

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire les conditions suivantes :

- **La condition de flèche :**

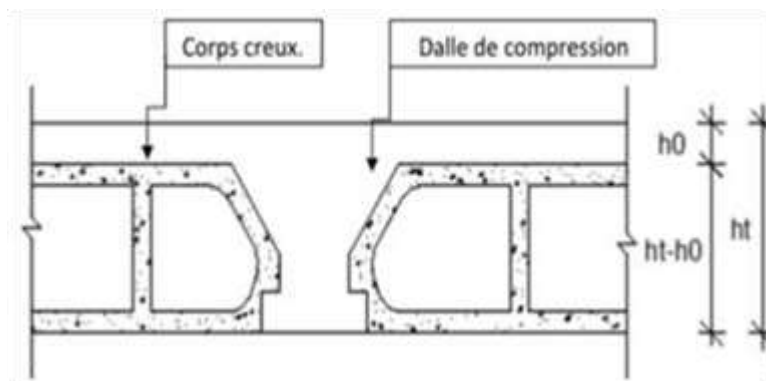
On détermine l'épaisseur du plancher par la condition de flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{l_x}{22.5}$$

$h_t$  : L'épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

$l_x$  : Longueur de la portée maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles





**Figure II.3:** dalle corps creux

On a:  $L_{max} = (393-30) \text{ cm} = 363 \text{ cm}$

$L = 363 \text{ cm}$

On a  $Lx = 3.63 \text{ m}$

$ht \geq 363/22,5$  Donc  $ht \geq 16,13 \text{ cm}$

On prend :  $ht = 20 \text{ cm} = (16+4) \text{ cm}$

$h_0 = 4 \text{ cm}$  Épaisseur de la table de compression.

$ht = 16 \text{ cm}$  Épaisseur du corps creux

### II.3.2 Plancher à dalle pleine :

On utilise des dalles pleines en générale aux niveaux des planchers hauts Sous-sol, car à ce niveau on a une concentration des efforts sismiques qui s'accumulent à partir des niveaux supérieurs Le plancher à dalle pleine est considéré comme étant Infiniment rigide horizontalement.

- Condition de résistance à la flexion (BAEL) :

Pour le calcul des dalles pleines, on présente (02) cas :

- **1<sup>er</sup> cas :**

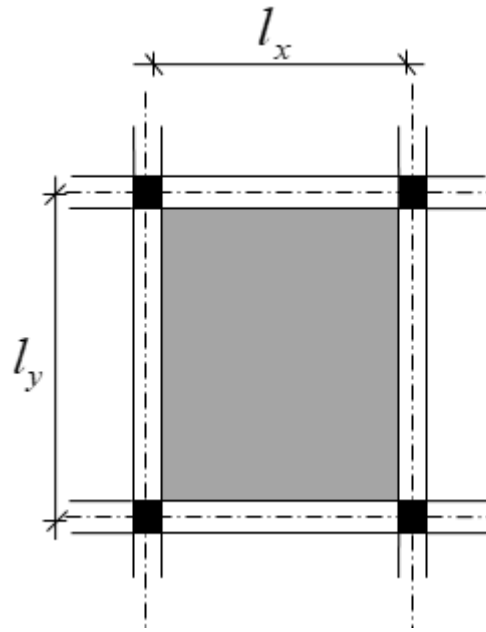
Dalle ne porte que dans un seul sens si :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} \leq 0,4$$

- **2<sup>eme</sup> cas :**

Dalle porte suivant deux sens si :

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$



**Figure II.4:** dimension d'un des panneaux de dalle

Avec :

$L_x$  = La plus petite portée des Poutres secondaire = 393cm

$L_y$  = La plus grande portée de la poutre principale = 458cm

- Vérification si la dalle porte dans un seul sens :

$$L_x = 3,93 \text{ m } L_y = 4,58 \text{ m } \Rightarrow 0,4 \leq \rho = 0,85 \leq 1$$

Donc la dalle porte suivant les deux sens

$\Rightarrow$  La dalle porte suivant les deux directions

$$h_d = \left( \frac{1}{50}; \frac{1}{40} \right) l_x$$

$$\Rightarrow h_d = (7,86 ; 9,82)$$

$$\Rightarrow h_d = 9 \text{ cm}$$

- Condition d'isolation acoustique :

- Contre les bruits aériens ;  $2500 \cdot h_d \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$  ;
- Contre les bruits impacts ;  $2500 \cdot h_d \geq 400 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16 \text{ cm}$ .

- Condition de sécurité en matière d'incendie :
- $h_d = 7\text{cm}$  pour 1 heure de coupe de feu.
- $h_d = 11\text{cm}$  pour 2 heures de coupe de feu.
- $h_d = 17.5\text{cm}$  pour quatre heures de coupe de feu.

Vérification :

Pour satisfaire les différentes conditions précédentes, on adopte une épaisseur de la dalle pleine :  **$h_d = 16\text{cm}$** .

#### II.4. Descente de charges :

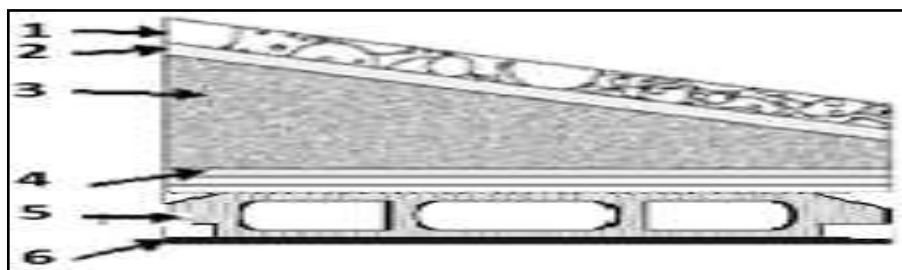
Pour le calcul de descente des charges, on prend :

**G** : Charges permanentes.

**Q** : Charges d'exploitations.

##### II .4.1 planché Terrasse inaccessible :

La terrasse inaccessible est au niveau 10 eme étages, elle est réalisée en dalle CORP CREUX surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.



**Figure II.5:** Coupe d'un plancher terrasse inaccessible

**Tableau II.1** charge permanente de plancher terrasse inaccessible

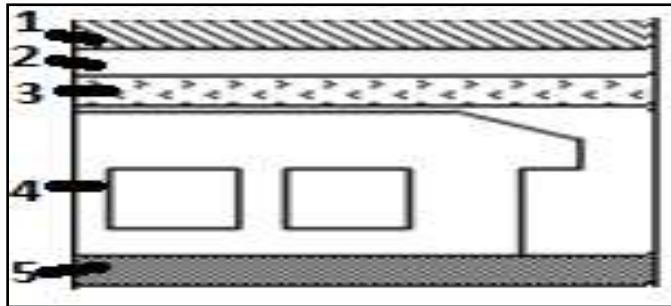
Plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. Gravier roulé de protection.....0,05x 20 kN/m <sup>3</sup> .	1
2. Etanchéité multicouche ..... (2 cm).	0,12
3. Forme de pente en béton... (h <sub>moy</sub> =10 cm) 0.6x22kN/m <sup>3</sup>	1,32
4. Isolation thermique en liège (4cm)	0,2
5. Dalle CORP CREUX 16°4	2,8
6. - Enduit en plâtre ...(2cm) x (1,8kN/m <sup>3</sup> )	0,36
	<b>G<sub>t</sub> = 5,8</b>

• **Surcharge d’exploitation :**

- Terrasse inaccessible ⇒ **Q = 1 kN/m<sup>2</sup>.**

**II .4.2 plancher étages courants**

Comme déjà précité, les plancher courants sont tous réalisé en dalle corp creux :



**Figure II.6 :** Coupe transversale d’un plancher étage courant

**Tableau II .2 :** charge permanente de plancher étage courant

Plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. dalle de sol + mortier de pose	0.6
2. Chappe de béton	0,4
3. Dalle corp creux	2,8
4. Enduit en plâtre.... (1cm) x(1kN/m <sup>3</sup> )	0,18
5. Cloisons légères.....	1
	<b>G<sub>e</sub> =4,980</b>

- **Surcharge d'exploitation :**

On prend générale les charges d'exploitation pour les autres étages courants à usage d'habitation  $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

### II.4.3. Plancher du RDC

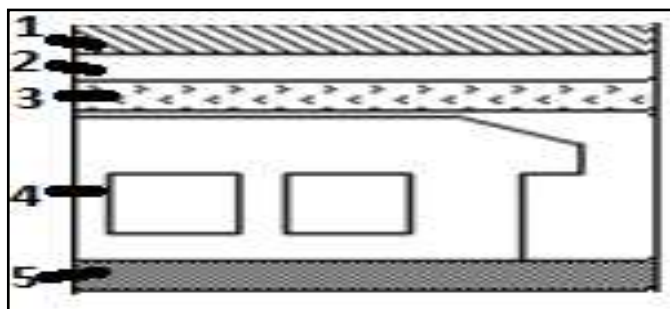


Figure II.7 : Coupe transversale du plancher RDC/

Tableau II.3 : charge permanente de plancher RDC

Plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. dalle de sol + mortier de pose	0,6
2. Chappe de béton	0,4
3. Dalle corp creux	2,8
4. Enduit en plâtre.... (1cm) x(1kN/m <sup>3</sup> )	0,18
5. Cloisons légères.....	1
	<b>G<sub>e</sub> =4,980</b>

- **Surcharge d'exploitation :**

On prend générale les charges d'exploitation pour les autres étages comme le RDC sont, les valeurs suivantes :

Plancher bas du RDC  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

## II.4.4. Plancher Sous-sol (dalle pleine):

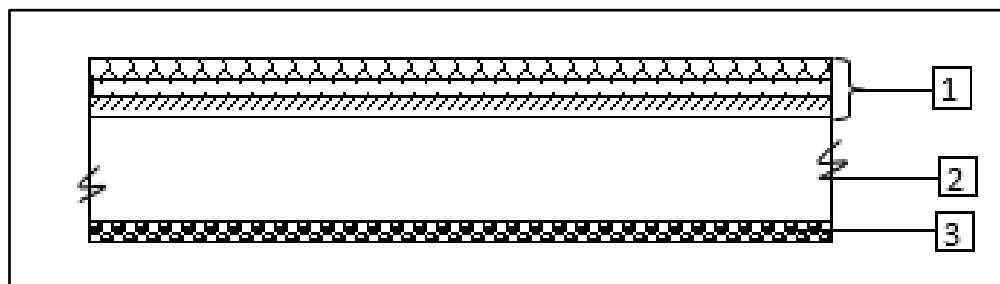


Figure II.8: Coupe transversale du plancher sous-sol

Tableau II.4 : charge permanente du sous-sol

Désignation	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
Cloisons intérieures	9	0,02	0,18
<b>G</b>	5,33 kN/m <sup>2</sup>		

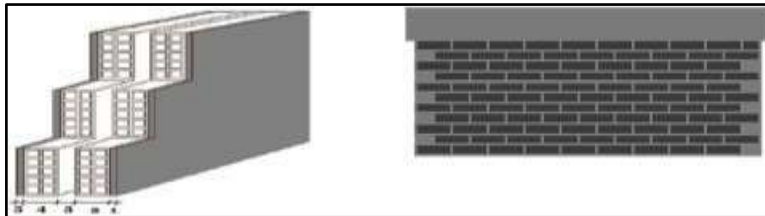
- Surcharge d'exploitation :

On prend générale les charges d'exploitation pour les autres plancher sous-sol

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

**II.5.Maçonnerie :**

**II.5.1Murs extérieurs (double parois en briques creuses) :**

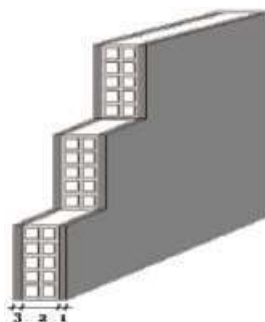


**Figure II.9 :** Schéma du mur extérieur

**Tableau II.5:** la charge des murs extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
Enduite enciment	0.02	22	0.44
Maçonnerie en brique creuses	0.15	8.67	1.3
Lame d'aire	0.05	0	0
Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			<b>G total=2.84</b>

**I.5.2Murs intérieurs :**



**FigureII.10:** Schéma du mur intérieur

Tableau II.6: La charge Des Murs Intérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			<b>G total=1,3</b>

## II.6. Pré-Dimensionnement des poteaux :

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

- ✓ Respect des critères de résistance.
- ✓ Respect des conditions du RPA 99.
- ✓ Satisfaction des conditions de flambement

### II.6.1 Dimensionnement des poteaux les plus sollicités:

Les poteaux les plus sollicités de cet ouvrage supportent des charges réparties sur une surface afférente  $S_{\text{aff}} = 20 \text{ m}^2$ .

Le dimensionnement est basé sur les critères suivants :

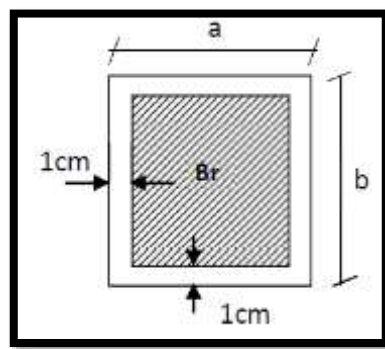


Figure II.11: la section réduite du poteau

#### a) Critère de résistance :

$$Br \geq \left[ \frac{\beta \cdot N_u}{\left[ \theta \left( \frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left( \frac{A}{\beta \gamma} \right) \cdot \sigma_s \right] \cdot 10^3} \right] \cdot 10^4$$



- $B_r$  : Section nette du béton ;  $B_r = [(a - 0,02)]$ .
- $\Theta$  : Facteur de durée d'application des charges ( $\Theta=1$ ).
- $\sigma_{bc}$  : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

- $A/B_r = 0,8 \%$  (Mostaganem : zone IIa)
- $\beta$  : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

-  $\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2$  si  $\lambda \leq 50$ .

-  $\beta = 0,85 + 2/1500$  si  $50 < \lambda < 70$ .

On se fixe un élançement mécanique  $\lambda=35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où :  $\beta = 1+0,2(35/35)^2 \rightarrow \beta = 1.2$

- FeE400  $\rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$\text{Donc } Br \geq \left( \left[ \frac{1,2}{\left[ 1 \cdot \left( \frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \left( \frac{0,8}{100} \right) \cdot 348 \right] \cdot 10^3} \right] 10^4 \right) \cdot Nu \Rightarrow Br$$

$$\geq 0,6613690 \cdot Nu$$

$N_u$  : la charge verticale à l'ELU, il se calcul en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

À partir de  $B_r$  , seront fixées les sections des poteaux telle que :  $N_u=1,35G+1,5Q$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

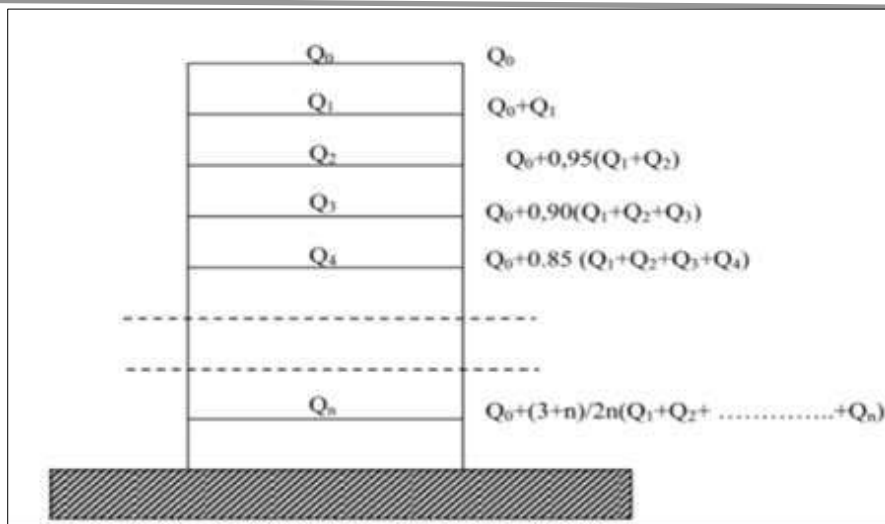


Figure II.12: Schéma de la loi de dégression

Tableau II.7: Tableau récapitulatif des charges permanentes et des surcharges d'exploitation

NIVEAU	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]
Haut 10ème étage	5,80	1
Haut 9ème étage	4,98	1,5
Haut 8ème étage	4,98	1,5
Haut 7ème étage	4,98	1,5
Haut 6ème étage	4,98	1,5
Haut 5ème étage	4,98	1,5
Haut 4ème étage	4,98	1,5
Haut 3ème étage	4,98	1,5
Haut 2ème étage	4,98	1,5
Haut 1ème étage	4,98	1,5
RDC	4,98	1,5
SOUS SOL	5.33	2.5

**Tableau II.8 :** Tableau récapitulatif des cumules des charges permanentes et des surcharges d'exploitation

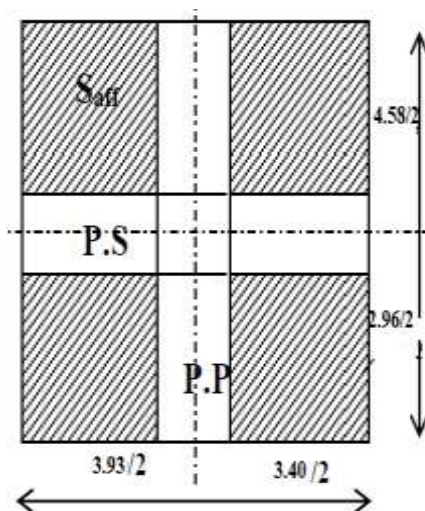
NIVEAU	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]
Haut 10ème étage	5,80	1
Haut 9ème étage	10,78	2,5
Haut 8ème étage	15,76	3,85
Haut 7ème étage	20,74	5,05
Haut 6ème étage	25,72	6,1
Haut 5ème étage	30,70	7
Haut 4ème étage	35,68	7,75
Haut 3ème étage	40,66	8,5
Haut 2ème étage	45,64	9,25
Haut 1ème étage	50,62	10
Haut RDC	55,60	10.75
Haut SOUS SOL	60,93	12.20

❖ exemple de calcul :

\* La surface afférente est :

$$S_{aff} = \left( \frac{3.40}{2} + \frac{3.93}{2} \right) \times \left( \frac{4.58}{2} + \frac{2.96}{2} \right)$$

$$S_{aff}=13.81 \text{ m}^2$$



**Figure II.13 :** la surface afférente de panneau le plus sollicité

**\* Poids propre des poutres principales et secondaires :**

$$P_{pp} = 25 \times 0.30 \times 0.40 = 3 \text{ KN/mL}$$

$$P_{ps} = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

**\* \* La longueur afférente de la poutre principale :**

$$L_{aff} = (4.58/2 + 2.96/2) = 3.77 \text{ m}$$

**\* La longueur afférente de la poutre secondaire :**

$$L_{aff} = (3.93/2 + 3.40/2) = 3.66 \text{ m}$$

**\* Poids total des poutres principales et secondaires :**

$$P_t = p_p \times L_{af}(p_p) + p_s \times L_{af}(p_s) = (3 \times 3.77) + (2.625 \times 3.66)$$

;

$$P_t = 20.91 \text{ KN}$$

$$N_P = 1,35 \times P_t \times n$$

Avec :

$$n = 12 \text{ (Nombre de plancher)}$$

$$N_P = 1,35 \times 20.91 \times 12 \Rightarrow N_P = 338.742 \text{ KN}$$

**\* Poids propre des planchers :**

$$G_{cumule} = 60.93 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{cumule} = 12.20 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{plancher} = (1,35 \times G_{cumulé} + 1,5 \times P_{cumulé}) \times S_{aff}$$

$$\Rightarrow N_{plancher} = 1388.67 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N_{plancher} + N_P)$$

$$\Rightarrow N_u = 1986.52 \text{ KN}$$

\* La section réduite de béton :  $Br \geq 0,661369 \times N_u$ 

$$Br \geq 0,6613690 \times 1986.52 = 1313.82 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a - 2) \times (b - 2) \geq 1313.82$$

$$\text{On pose : } a = b ; (a - 2)^2 = 1313.82 \rightarrow a = 38.24 \text{ cm}$$

Donc on adopte une section de  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$ .

## b) Vérification des conditions de l'R.P.A 99 V2003

$$\frac{N_u}{f_{c28} \times B_c} \leq 0.3$$

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \min(50, 50) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{408}{20} = \mathbf{20.4} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} = \mathbf{1} \leq 4 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  C.V

## c) Vérification des conditions de flambement :

Selon les règles de (CBA.93) on a :  $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$  avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  et  $L_f = 0,7 l_0$ .

- **I** : Moment d'inertie de la section du poteau.
- **B** : Section du béton.
- $\lambda$  : l'élancement du poteau.
- $l_0$  : hauteur d'étage.
- **a** : section du poteau.
- **L<sub>f</sub>** : Longueur du flambement.
- Moment d'inertie I :

$$I = \frac{a^4}{12} = \frac{50^4}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$$

Aire de la section du béton seul B :

$$B = a \times a = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$i = \sqrt{\frac{520833.33}{2500}} = 14,43 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 306 = 214,2$$

$$\lambda = \frac{214,2}{14,43} = 14,84 \leq 35$$

Tous les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous.

**Tableau II.9 : Pré-dimensionnement des poteaux**

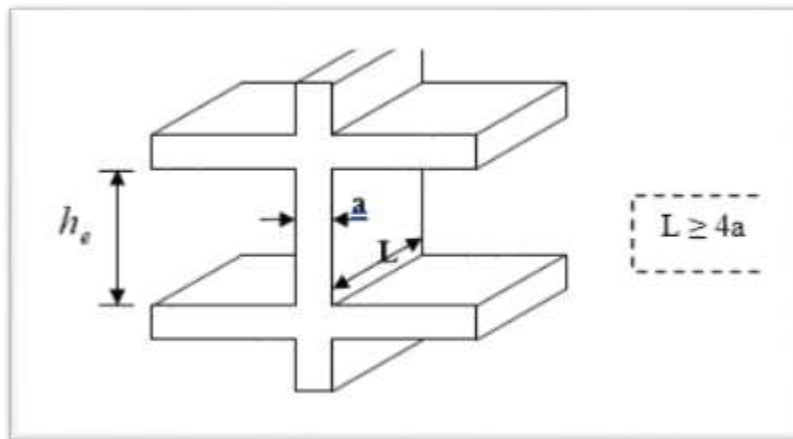
H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N <sub>sup</sub> [KN]	N <sub>ms</sub> [KN]	N <sub>pot</sub> [KN]	N <sub>planc</sub> [KN]	N <sub>u</sub> [KN]	N <sub>s</sub> [KN]	Br [cm <sup>2</sup> ]	choix	verification RPA	Verif flambement
3,06	haut 10 eme etage	5,8	1	15,27	12,99	0,00	128,91	157,17	114,89	104,17	30	14,48	24,74
3,06	haut 9 eme etage	10,78	2,5	30,54	25,98	24,32	252,89	333,73	243,37	221,18	30	18,01	24,74
3,06	haut 8 eme etage	15,76	3,85	45,81	38,96	32,40	373,77	490,93	357,74	325,37	30	21,84	24,74
3,06	haut 7 eme etage	20,74	5,05	61,07	51,95	40,48	491,53	645,03	470,05	427,51	35	25,03	21,20
3,06	haut 6 eme etage	25,72	6,1	76,34	64,94	51,48	606,18	798,94	582,44	529,51	35	27,87	21,20
3,06	haut 5 eme etage	30,7	7	91,61	77,93	62,47	717,73	949,74	692,76	629,45	35	30,39	21,20
3,06	haut 4 eme etage	35,68	7,75	106,88	90,91	73,47	826,16	1097,43	801,01	727,34	40	32,68	18,55
3,06	haut 3 eme etage	40,66	8,5	122,15	103,90	87,84	934,60	1248,49	911,75	827,45	40	34,87	18,55
3,06	haut 2 eme etage	45,64	9,25	137,42	116,89	102,20	1043,04	1399,54	1022,50	927,57	45	36,92	16,49
3,06	haut 1 eme etage	50,62	10	152,69	129,88	120,38	1151,47	1554,41	1136,07	1030,21	45	38,92	16,49
4,08	haut rdc	55,6	10,75	167,95	142,87	138,56	1259,91	1709,29	1249,63	1132,86	50	40,82	19,79
3,06	SOUS_SOL	60,93	12,2	183,22	155,85	169,61	1389,38	1898,07	1387,24	1257,97	50	43,01	14,84

### II.7. Pré dimensionnement des voiles :

Pré - dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du **RPA99**(version 2003) qui servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations ;

- ✓ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

D'après le **RPA.99**version 2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4a$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.



**Figure II.14:** Coupe sur voile en élévation

Avec :

**L** : porté du voile.

**a** : épaisseur du voile.

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité, Dans notre cas :

$$a \geq h_e / 20$$

$$h_e = h - h_{p_s} = 306 - 30 = 276 \text{ cm.}$$

Avec :

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$h_p$  : Hauteur de la poutre.

✓ **Etage courant et sous sol :**

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{276}{20} = 13.8 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad a = 15$$

✓ **RDC:**

$$a \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow a \geq \frac{408-30}{25} = 18.94 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad a = 20 \text{ cm}$$

Donc on adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **e = 20cm**

Vérification de la largeur :

Les éléments satisfaisant à la Condition suivante seuls considéré comme étant des Voiles.

$$L > 4a.$$

Dans le cas où il y aura des bouts de voile la longueur min sera

$$L > 4 \times 20 = 80 [cm]$$

## II.8 Conclusion :

Nous avons vu dans ce chapitre un pré dimensionnement des éléments de support composant principalement la structure porteuse.

Le chapitre suivant sera consacré à l'étude des planchers le plus défavorable du bâtiment étant donné qu'il est le plus sollicité, une présentation des calculs sera détaillée dans le chapi



*Chapitre III*  
*Etude des planches*

### III.1. Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements de sous-sol, ils assurent la transmissions des charges verticales aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, on distingue

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

### III.2. Plancher a corps creux (RDC et étage courant):

Les planchers de notre structure sont à corps creux, ils sont constitués de :

- ✓ Corps creux: dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- ✓ Poutrelles : éléments résistants du plancher
- ✓ Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6m
- ✓ Treillis soudé

#### III 2. 1. Dimensionnement :

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur  $h_t$  telque :

$$h_t = h_{cc} + h_{dc}$$

$h_{cc}$  et  $h_{dc}$  : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité suivant **leBAEL91**

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

**Avec :**

$l_{max}$  = le plus grande portée dans le sens considéré.

$h_t$  = hauteur totale du plancher.

Donc notre cas :  $L_{max} = 393 - 30 = 363 \text{ cm}$

$$\frac{363}{25} \leq ht \leq \frac{363}{20}$$

on adoptera donc un plancher de **(16+4) cm**. Avec :

- 16cm : épaisseur du corps creux.
- 4cm : épaisseur de la dalle de compression

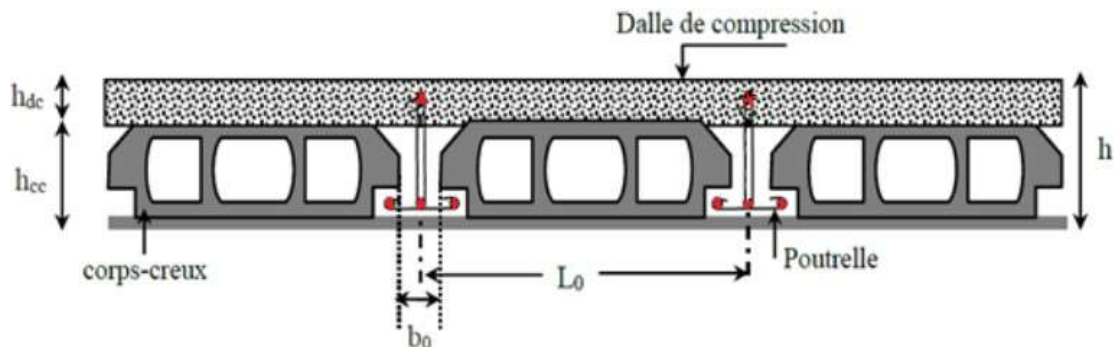


Figure III.1 : corps creux

### III .2.2.Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont disposées suivant la plus petite portée et elles travaillent comme une section (T) soumise à la flexion simple. Servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

#### Détermination de la largeur de la table de compression :

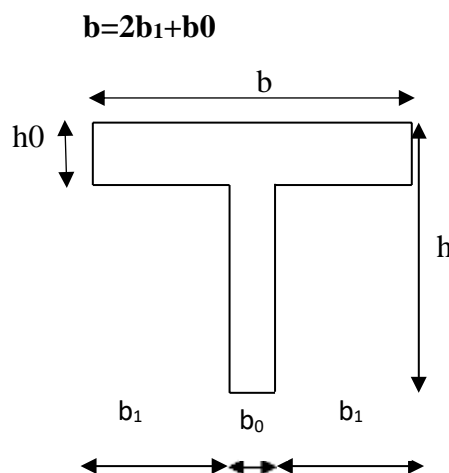


Figure III.2 : section en T

#### Détermination de $b_0$ :

La largeur de la nervure  $b_0$  est déterminée à partir de la condition suivante :

$$0,3h_t \leq b_0 \leq 0,8h_t$$

Avec

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

Pour des raisons de construction, on prend

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

On suppose que :

$l_1 = 60 \text{ cm}$  (distance entre deux axes des deux poutrelles)

$$b_1 = \min\left(\frac{l_1 - b_0}{2} \leq \frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right)$$

$l_x$  : La distance entre nus de deux poutrelles.

$l_y$  : la travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$b_1 = \min(24, 27.5) \quad \text{Donc on prend } b_1 = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Soit :} \quad b = 2b_1 + b_0$$

$$\text{Implique que : } b = (2 \times 24) + 12 = 60 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h_0 = 04 \text{ cm} ; h_t = 20 \text{ cm}$$

### III .2.3. Détermination des charges agissant sur les poutrelles:

a) ELU :

**Plancher terrasse inaccessible :**

$$q_u = 0,60(1,35G + 1,5Q) = 0,60(1,35 \times 5,8 + 1,5 \times 1) = 5,598 \text{ kN/ml}$$

**Plancher étage courant :**

$$q_u = 0,60(1,35G + 1,5Q) = 0,60(1,35 \times 4,98 + 1,5 \times 1,5) = 5,383 \text{ kN/ml}$$

**Plancher RDC :**

$$q_u = 0,60(1,35G + 1,5Q) = 0,60(1,35 \times 4,98 + 1,5 \times 1,5) = 5,383 \text{ kN/ml}$$

b) ELS :

**Plancher terrasse :**

$$q_u = 0,60(G + Q) = 0,60(5,80 + 1) = 4,08 \text{ kN/ml}$$

**Plancher étage courant :**

$$q_u = 0,60(G + Q) = 0,60(4,98 + 1,5) = 3,588 \text{ kN/ml}$$

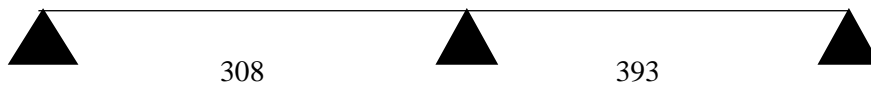
**Plancher sur sous-sol + RDC :**

$$q_u = 0,60(G + Q) = 0,60(4,98 + 1,5) = 3,588 \text{ kN/m}$$

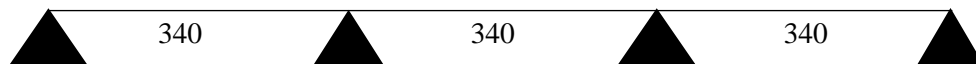
➤ **Type de poutrelles**

Nous avons 4 types de poutrelles :

Type 1 :



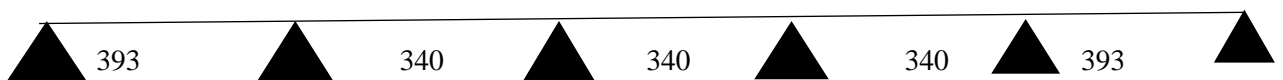
Type 2 :



Type 3 :



Type 4 :



### III .2.4. Détermination des sollicitations des poutrelles:

Pour déterminer les sollicitations dans les poutrelles continues, il existe 02 méthodes de calcul :

1. La méthode de Caquot ;
2. La méthode forfaitaire ;

### III.2 .5 Méthode de calcul

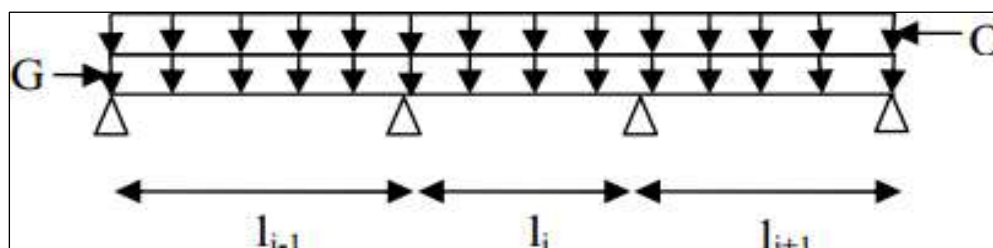
Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1. La charge d'exploitation doit vérifier :  $Q \leq \max [2G ; 500] [\text{daN/m}^2]$  ;
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ( $0,8 \leq (l_{i+1})/l_i \leq 1,25$ ) et
4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

Si les quatre conditions sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire.

Si une ou plus des quatre conditions n'est pas vérifiée, on appliquera la méthode de Caquot minoré

### III .2 .6-Principe de la méthode forfaitaire:



**Figure III.3 :** Schéma d'une poutre continue

A) **Valeurs des moments:** Soit une poutre continue soumise à une charge

uniformément répartie  $Q$  et soit  $\alpha$  coefficient traduisant l'importance de  $\frac{Q}{Q+G}$

- **En travées :**

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et sur appui  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier

$$M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max(1.5, (1 + 0.3a))M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1.02+0.3a)M_0}{2} \text{ Dans une travée du rive.} \\ M_t \geq \frac{(1+0.3a)M_0}{2} \text{ Dans une travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

: Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

: Moment en travée de la travée considérée.

$M_0$  : Moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de l'appui considéré.  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

: Portée de la travée.

- **En appuis :**

- **Moment en appui intermédiaire**

Les moments en appuis sont de l'ordre de :

**0,6M** Pour une poutre à deux travées

**0,5M** Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

**0,4M<sub>0</sub>** Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

- **Moment en appui de rive**

Les moments sur les appuis de rive sont :

**0,2M<sub>0</sub>** Appuis simple

**0,4M<sub>0</sub>** Encastrement partiel

$0,5M_0$  Encastrement total

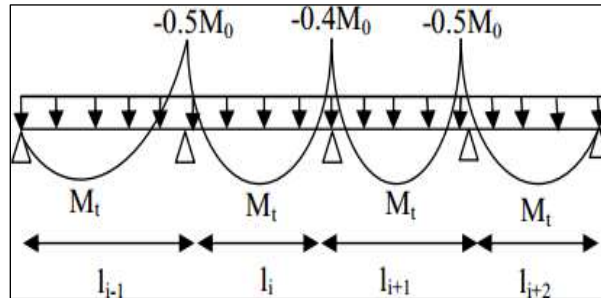


Figure III.4 : Moments d'une poutre à plus de 02 travée

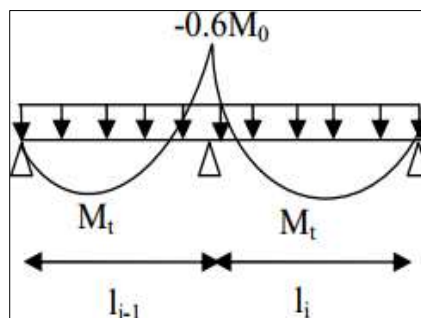


Figure III.5 : moments d'une poutre à 02 travée

**B) Evaluation des efforts tranchants :** Les efforts tranchants sont évalués :

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

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- **15 %** s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- **10 %** s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travée



Soit par la méthode Résistance des matériaux tenant compte de la continuité

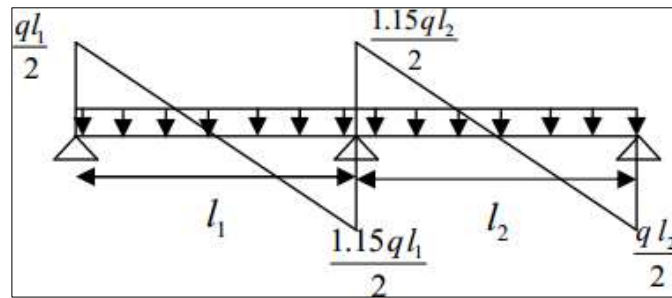


Figure III.6 : Effort tranchant d’une poutre à 02 travées.

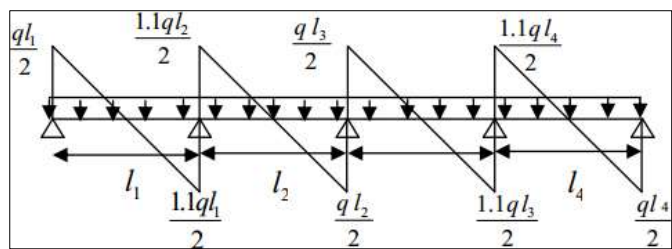


Figure III.7 : Effort tranchant d’une poutre à plus 02 travées.

Résumé des charges :

Tableau III.1 : Les charges agissant sur les poutrelles en ELU et ELS

Type de plancher	Q	G	Largeur afférente b (m)	E.L.U (qu)= (1,35G+1,5Q)× b ( kN/ml)	E.L.S (qu)= (G+Q)× b ( kN/ml)
Terrasse	1	5,8	0,6	5,598	4,08
étage courant	1,5	4,98	0,6	5,383	3,588
RDC	5	4,98	0,6	5,383	3,588

- Exemple de calcul

- Les différentes sollicitations pour l'ELU et l'ELS (type 02) (terrasse) :

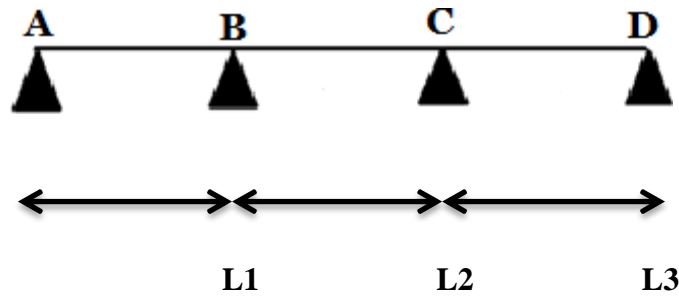


Figure III.8 : Schéma statique de la poutrelle

Tableau III.2 : Dimension en travée

L1 [m]	L2 [m]	L3 [m]
3,40	3,40	3,40

- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

On va vérifier les conditions suivantes :

1. La surcharge  $Q \leq \min(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2 \times G; 5) \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

2. Les moments d'inertie des sections transversales ("I") sont les mêmes dans les différentes travées  $\rightarrow$  Condition vérifiée ;

3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25$$

$$0.8 < \frac{3.40}{3.40} = 1 < 1.25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4. la fissuration est peu nuisible → Condition vérifiée

**Conclusion :**

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées pour tous les types de poutrelles.

• **Application de la méthode forfaitaire**

L'expression du moment maximum dans une telle poutre isostatique est donnée

par :  $M_{\max} = pl^2/8$

Dans notre cas :  $L_{\max} = 3,40 \text{ m}$

• **Terrasse :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{0uAB} = 5.598 \times \frac{(3.40)^2}{8} = 8.076 \text{KN.m} \Rightarrow \text{travée AB}$$

$$M_{0uBC} = 5.598 \times \frac{(3.40)^2}{8} = 8.076 \text{KN.m} \Rightarrow \text{travée BC}$$

$$M_{0uCD} = 5.598 \times \frac{(3.40)^2}{8} = 8.076 \text{KN.m} \Rightarrow \text{travée CD}$$

➤ **Etat limite service (E.L.S) :**

$$M_{0serAB} = 4.08 \frac{(3.40)^2}{8} = 5.895 \text{KN.m}$$

$$M_{0serBC} = 4.08 \frac{(3.40)^2}{8} = 5.895 \text{KN.m}$$

$$M_{0serCD} = 4.08 \frac{(3.40)^2}{8} = 5.895 \text{KN.m}$$

• **Moment sur appuis :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_A = -0,2M_0 = -0,2 \times 8,076 = -1,615 \text{KN.m}$$

$$M_B = -0,5M_0 = -0,5 \times 8,076 = -4,038 \text{KN.m}$$

$$M_C = -0,5M_0 = -0,5 \times 8,076 = -4,038 \text{KN.m}$$

$$M_D = -0,2M_0 = -0,2 \times 8,076 = -1,615 \text{ N.m}$$

➤ **Etat limite service (E.L.S) :**

$$M_A = -0,2M_0 = -0,2 \times 5,895 = -0,816 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0,5M_0 = -0,5 \times 5,895 = -2,04 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,5M_0 = -0,5 \times 5,895 = -2,04 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,2M_0 = -0,2 \times 5,895 = -0,816 \text{ KN.m}$$

• **Moment sur travée :**

➤ **(E.L.U) :**

**Travée AB**

$$M_t \geq \text{MAX}(1.05M_{0uAB} ; (1 + 0.3a)M_{0uAB}) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t \geq \text{MAX}(1.05 \times 8.076 ; (1 + 0.3 \times 0.147) \times 8.076) - \frac{1.615 + 4.038}{2}$$

$$M_t \geq 8.476 - 2.826 = 5.653 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.147}{2} \times 5.895 = 3.666 \text{ KN.m}$$

Donc  $M_t = 5,653 \text{ KN.m}$

➤ **(E.L.S) :**

$$M_t \geq \text{MAX}(1.05M_{0sAB} ; (1 + 0.3a)M_{0sAB}) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t \geq \text{MAX}(1.05 \times 5.895 ; (1 + 0.3 \times 0.147) \times 5.895) - \frac{0.816 + 2.04}{2}$$

$$M_t \geq 6.189 - 2.826 \rightarrow M_t = 3.363 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.147}{2} \times 5.895 = 3.666 \text{ KN.m}$$

Donc  $M_t = 3,666 \text{ KN.m}$

➤ (E.L.U) :

**Travée BC**

$$M_t \geq \text{MAX}(1.05M_{0uBC}; (1 + 0.3a)M_{0uBC}) - \frac{MB + MC}{2}$$

$$M_t \geq \text{MAX}(1.05 \times 8.076; (1 + 0.3 \times 0.147 \times 8.076) - \frac{4.038 + 4.038}{2}$$

$$M_t \geq 8.476 - 4.038 \rightarrow M_t = 4.441 \text{KN.m}$$

$$1.2 + 0.3 \times 0.147$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.147}{2} \times 8.076 = 4.216 \text{KN.m}$$

Donc  **$M_t = 4.441 \text{KN.m}$**

➤ (E.L.S) :

$$M_t \geq \text{MAX}(1.05M_{0sBC}; (1 + 0.3a)M_{0sBC}) - \frac{MB + MC}{2}$$

$$M_t \geq \text{MAX}(1.05 \times 5.895; (1 + 0.3 \times 0.147 \times 5.895) - \frac{2.04 + 2.04}{2}$$

$$M_t \geq 6.189 - 2.04 \rightarrow M_t = 4.149 \text{KN.m}$$

$$1.2 + 0.3 \times 0.147$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.147}{2} \times 5.895 = 3.666 \text{KN.m}$$

Donc  **$M_t = 4.149 \text{KN.m}$**

➤ (E.L.U) :

**Travée CD**

$$M_t \geq \text{MAX}(1.05M_{0uAB}; (1 + 0.3a)M_{0uAB}) - \frac{MC + MD}{2}$$

$$M_t \geq \text{MAX}(1.05 \times 8.076; (1 + 0.3 \times 0.147) \times 8.076 - \frac{1.615 + 4.038}{2}$$

$$M_t \geq 8.476 - 2.826 = 5.653 \text{K}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.147}{2} \times 5.895 = 3.666 \text{KN.m}$$

Donc  **$M_t = 5,653 \text{KN.m}$**

➤ (E.L.S) :

$$M_t \geq \text{MAX}(1.05M_{0sAB} ; (1 + 0.3a)M_{0sAB}) - \frac{MC + MD}{2}$$

$$M_t \geq \text{MAX}(1.05 \times 5.895; (1 + 0.3 \times 0.147)5.895) - \frac{0.816 + 2.04}{2}$$

$$M_t \geq 6.189 - 2.826 \rightarrow M_t = 3.363\text{KN.m}$$

$$1.2 + 0.3 \times 0.147$$

$$M_t \geq \frac{\quad}{2} \times 5.895 = 3.666\text{KN.m}$$

Donc  $M_t = 3.666\text{KN.m}$

➤ Effort tranchant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$T_{AB}^U = \frac{pu \times l}{2} = \frac{5.598 \times 340}{2} = 9.51\text{KN.m}$$

$$T_{BC}^U = \frac{pu \times l}{2} = \frac{5.598 \times 340}{2} = 9.51\text{KN.m}$$

$$T_{CD}^U = \frac{pu \times l}{2} = \frac{5.598 \times 340}{2} = 9.51\text{KN.m}$$

➤ Etat limite service (E.L.S) :

$$T_{AB}^S = \frac{pS \times l}{2} = \frac{4.08 \times 340}{2} = 6.94\text{KN.m}$$

$$T_{BC}^S = \frac{pS \times l}{2} = \frac{4.08 \times 340}{2} = 6.94\text{KN.m}$$

$$T_{CD}^S = \frac{pS \times l}{2} = \frac{4.08 \times 340}{2} = 6.94\text{KN.m}$$

• Etat limite ultime (E.L.U) :

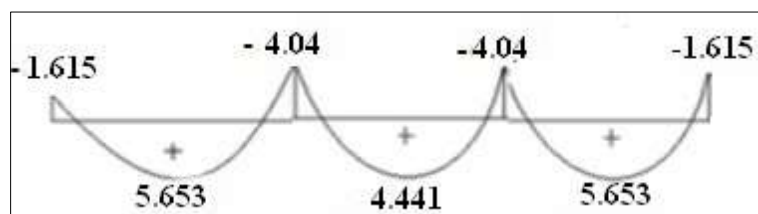


Figure III.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 1<sup>er</sup> type de poutrelle.

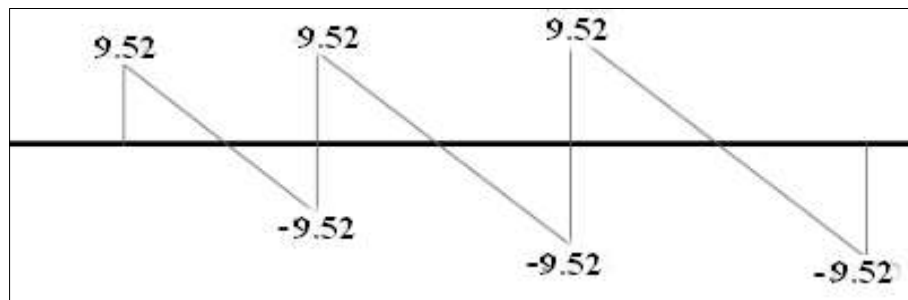


Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1<sup>er</sup> type de poutrelle

Tableau III.3 : Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles

	TYPE	Moments en travées [KN.M]		Moments en appuis [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Etage courant	1	4,05	2,93	-1,28	-0,92	5,99
	2	1,71	1,23	-3,83	-2,77	5,38
	3	5,60	4,04	-3,89	-2,81	9,15
	4	5,21	5,40	-5,20	-3,75	10,58
Terrasse	1	4,13	3,01	-1,33	-0,97	8,62
	2	1,74	1,72	-3,98	-2,90	5,60
	3	5,66	4,13	-4,04	-2,95	9,52
	4	4,22	3,08	-3,24	-2,36	8,02

Tableau III.4 : Les valeurs des efforts maximums

	Moments en travées [KN.M]		Moments en appuis [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
<b>Etage courant</b>	5,60	5,40	-5,20	3,75	10.58
<b>Terrasse</b>	5,66	4,13	-5,40	3,94	9.52

### III.2.7. Ferrailage des poutrelles :

- **Etat Limite Ultime (E L U) :**

- **En travée :**

$$M_u \text{ max} = 5,66 \text{ KN.m}$$

- **Moment qui équilibre la table de compression :**

$$M_t = b \cdot h_o \cdot \sigma_b (d - h_o / 2)$$

$$M_t = 60 \times 4 \times 14,20 (18 - (4/2))$$

$$M_t = 54,528 \text{ kN.m} \rightarrow M_u \text{ max} < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table.}$$

→ La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

$$\mu = \frac{M_{Max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{5660}{60 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.02$$

$\mu = 0,02 < 0,392$  (Acier FeE400) → Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,025$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_s = \frac{M_{Max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5660}{0,99 \cdot 18 \cdot 348} = 0,91 \text{ cm}^2$$



**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (0,91 \text{ cm}^2 ; 1,30 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1,30 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :  $A_{st} = 3 \text{ HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

- **En appuis :**

$$M_{u \max} = 5,40 \text{ KN.m}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 20 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_{Max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{5400}{12 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,097$$

$\mu = 0,097 < 0,392$  (Acier FeE400)  $\rightarrow$  pivot A : Donc les armatures comprimées  $A'$  ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,127$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,949$$

$$A_s = \frac{M_{Max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5400}{0,949 \cdot 18 \cdot 348} = 0,90 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (0,90 \text{ cm}^2 ; 0,22 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 0,90 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :  $1 \text{ HA} 14 = 1,54 \text{ cm}^2$

- **L'état limite de service (ELS):**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

- **En travée :**

$$M_u = 5.66 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 4.13 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{5.66}{4.13} = 1.36$$

$$\alpha = 0.025 < 0.242 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

- **En Appuis :**

$$M_u = 5.40 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 3.94 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{5.40}{3.94} = 1.37$$

$$\alpha = 0.127 < 0.43 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S

**a) Armature transversale**

- **Vérification au cisaillement**

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = T_u / b_0 d \text{ avec } b_0 = 12 \text{ cm, } d = 18 \text{ cm, } T_u = 9.52 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.44 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma b}, 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \text{ (condition vérifiée).}$$

- **Calcul des armatures transversale**

$$\theta \leq \min\left(\frac{h}{35}, \theta_{\min}, \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \theta \leq \min\left(\frac{20}{35}, 1.2, \frac{12}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(0,6, 1.2, 1.2)$$

$$\Rightarrow \theta = 6mm$$

• **Calcul d'espacement des cadres**

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

- Zone nodale

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \theta_{min}, 30cm\right) \Rightarrow \theta \leq \min\left(\frac{20}{4}, 12 \times 1.2, 30\right)$$

$$St=5cm$$

➤ Zone courante

$$St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow St \leq \frac{20}{2}$$

$$St=10cm$$

• **L'espacement des armatures transversales : CBA93/A/5/1/2/3**

$$\frac{At}{b_0 \times \delta t} > \frac{Cu - 0.3ft28 \times k}{0.8 \times fe(sina - cosa)}$$

$$K = 1(\text{flexion simple})$$

$$\{a = 90^\circ \Rightarrow sina = 1; cosa = 0\}$$

Donc :

$$\delta_{t1} < \frac{At \times 0.8 \times fe}{b \times (Cu - 0.3 \times ft28)} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 235}{30 \times (0.54 - 0.3 \times 2.1)} = 139.95\text{cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40) \text{ cm} = \min(24.3; 40) = 24.3\text{cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{2.01 \times 2.35}{0.4 \times 30} = 39.36\text{cm} \text{ [CBA93/A.5.1.2.2]}$$

$$\delta t \leq \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 24.3\text{cm}$$

$\Rightarrow$  Donc On adopte  $\delta_t = 15\text{cm}$

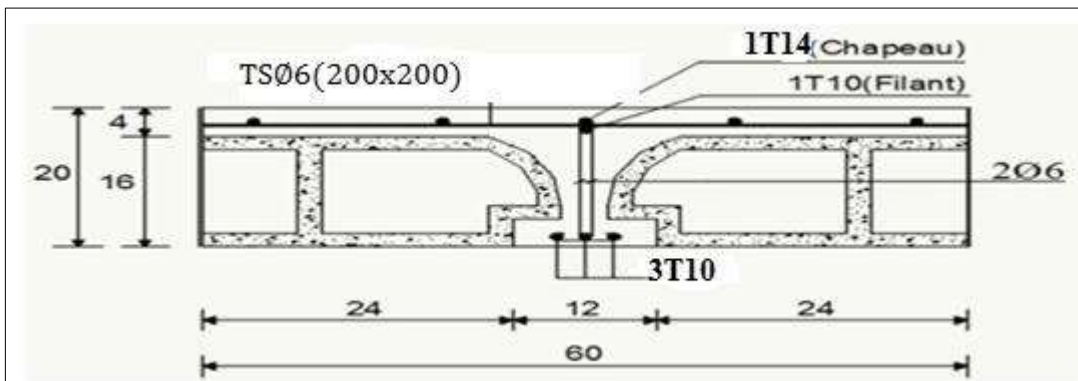


Figure III.11 : le ferrailage de la dalle

#### • Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{ax}^s}{10 \times M_x}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} ; f_e \text{ en MPa}$$

On fait la vérification pour le panneau le plus défavorable :

$$\frac{20}{393} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.062 \rightarrow \text{C. N. V}$$

Puisque la 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée ; on doit faire le calcul de la flèche

- **Calcul de la flèche : (principe)**

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

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{f_{gv}}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{10E_j \times I_{f_{ji}}}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{f_{pi}}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{f_{gi}}}$$

avec:

$\Delta f_t$ : la flèche totale.

$f_{gv}$ : la flèche maximale due aux charges permanentes après mise en place des cloisons(g) sous charge de longue durée d'application.

$f_{ji}$ : la flèche maximale due aux charges permanentes avant mise en place des cloisons(j) sous charge de longue durée d'application.

$f_{pi}$ : la flèche maximale due aux charges totales( $P = G + Q$ ) sous charge de faible durée d'application.

$f_{gi}$ : la flèche maximale due aux charges permanentes après mise en place des cloisons(g) sous charge de faible durée d'application.

M : le moment de flexion dans la section étudiée pour l'état de service considéré.

L : la portée du panneau le plus défavorable.

$E_i$ : le module d'élasticité longitudinal pour les déformations instantanées.

$E_v$ : le module d'élasticité longitudinal pour les déformations différées

$$(E_v = \frac{1}{3} E_i).$$

$I_i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$ : Lemoment d'inertie, fictif pour les déformations instantanées

$I_v = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$ : Lemoment d'inertie, fictif pour les déformation différées

$I_0$ : Le moment d'inertie de la section homogène (avec :n=15) ;par rapport à un passant par le C.D.G

- **Calcul de la flèche :**

$$\Delta ft = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta ft_{\max}$$

- **Calcul des charges :**

**g**: charge permanente après mise en place des cloisons:

$$g = 580 \times 0,6 = 348 \text{ dan/ml}$$

**j**: charge permanente avant mise en place des cloisons:

$$j = g = 348 \text{ dan/ml}$$

**P**: charge totale (p = G+Q):

$$P = (580+100) \times 0,6 = 408 \text{ dan/ml}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_{tg}^S = 0.85 \times pl^2/8 = 0.85 \times 348 \times (3,93)^2/8 = 571,07 \text{ daN.m}$$

$$M_{ij}^S = 571.07 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp}^S = 669,53 \text{ daN.m}$$

- **Modules de déformations longitudinaux :**

$$f_{c28} = 23 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale instantanée :  $E_{ij} = i = 1100 \times 3 \sqrt{f_{c28}} =$

$32164.2 \text{ MPa}$  Module de déformation longitudinale différée :  $E_v = 3700 \times \sqrt{f_{c28}} =$

$10818.87 \text{ MPa}$

- **Moment d'inertie de la section homogène :**

**I<sub>0</sub>**: Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

- **Coordonnées du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = 7,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,32 = 12,68 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \times \frac{V_1^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(V_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times \frac{V_2^3}{3} + n \times A(d - V_1)^2$$

$$I_0 = 19451,645 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = 0,01925$$

$$\rho_1 = 100 \times 0,01925 = 1,925 \Rightarrow \text{tableau } \beta_1 = 0,855$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{5710,1}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 155,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ti}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{5710,1}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 155,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^P = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{6695,3}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 184,12 \text{ MPa}$$

- **Calcul du  $\mu_g$  :  $\mu_j$  et  $\mu_p$  :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,01925 \cdot 155,47 + 2,1} = 0,58$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010925 \times 155.47 + 2.1} = 0,58$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010925 \times 184,12 + 2.1} = 0,63$$

- Calcul des moments d'inertie fictifs ( $I_f$ ):

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{2,6 \times 0,0109529} = 3,69$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5\lambda} = 1,47$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 3,69 \times 0,58} =$$

$$6490.17 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 11549,61 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 6122,47 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches partielles :

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}} = \frac{5713 \times 3,93^2}{10 \times 10818,87 \times 11549,61} = 0,71$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{10 E_j \times I_{fi}} = \frac{5977,1 \times 3,93^2}{10 \times 32164,2 \times 6490,17} = 0,44$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10 E_i \times I_{fi}} = 0,52$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10 E_i \times I_{fi}} = 0,44$$

- La flèche totale :

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

$$\Delta f_t = (0,71 - 0,44) + (0,52 - 0,44) = 0,35 \text{ cm}$$

- La flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = 0,78$$



Résultats :

$$\Delta f_i < \Delta f_{t,\max} \longrightarrow 0.35 \text{ cm} < 0.78 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

### III.3.Ferraillage de la dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, Le ferraillage sera effectué en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
  - ❖ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
  - ❖ 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si : } L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} (L_n \text{ en cm})$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} (L_n \text{ en cm})$$

Avec :

- $L_n$  : distance entre axe des poutrelles ( $L_n=60 \text{ cm}$ ).
- $A_1$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).
- $A_2$  : diamètre (A.R).

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

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

#### • Armature perpendiculaire aux poutrelles

$$A_1 = 4 \cdot \frac{60}{400} = 0,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$5T6 \rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

• **Armature parallèle aux poutrelles**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$5T6 \Rightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage de la dalle de compression est assuré par un treillis soudé de diamètre  $\phi 6$  dans les deux sens, espacées de 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles et 20 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

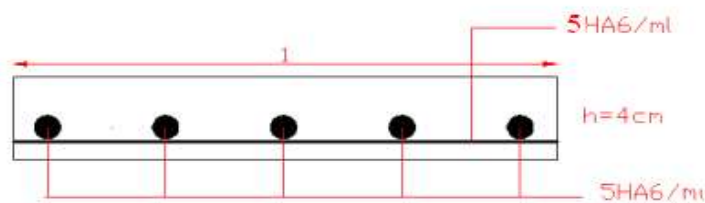


Figure . Schéma de ferrailage de la dalle de compression

### III .4 plancher a dalle pleine :

Les dalles planes sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé et de portées  $L_x$  et  $L_y$

#### III.4.1 Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} -$$

- Pour  $\rho < 0,4$  ; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; la dalle porte suivant deux directions.

Les dalles de la structure portent suivant deux directions (voir chapitre 2 )  $\Rightarrow$  le calcul se fait en flexion simple.

- Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés ;

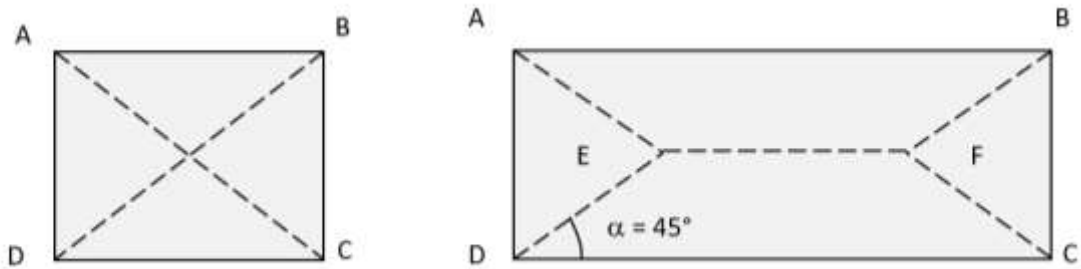
Considérons 2 bandes :

- Une bande suivant le sens x de longueur  $l_x$  et de largeur 1m
- Une bande suivant le sens y de longueur  $l_y$  et de largeur 1m

Constatations :

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme
- Chaque bande dans un sens et soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens ;
- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus (voir Fig.3.1).



**Figure III.13 : Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement**

Où :

Panneau de dalle de forme carrée

Panneau de dalle de forme rectangulaire

Résultats :

- Deux moments fléchissant agissent et sont évalués forfaitairement ;
- Les aciers sont porteurs dans les 2 sens.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

**[A.7.2,2 BAEL 91].**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ Avec : } h_d = 16\text{cm}$$

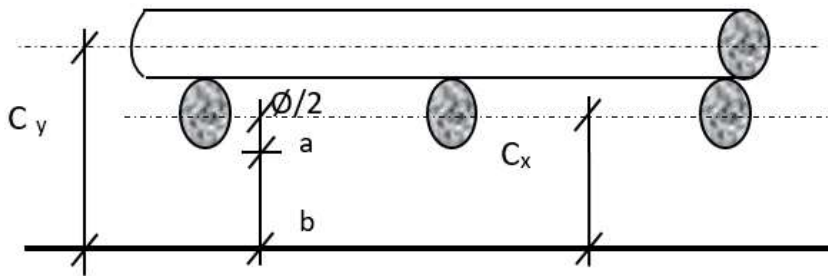
$$\phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6\text{cm}$$

on prendra  $\implies \phi = 10\text{mm}$ .

**Calcul de l'enrobage : [ A.7.1/ BAEL 91].**

La fissuration est considérée comme peu nuisible  $\implies a = 1\text{ cm}$ .

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \implies \begin{cases} C_x = (10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 15\text{mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 25\text{mm} \end{cases}$$



**Figure III.14: enrobage du ferrailage de la dalle**

### III.4.2 le calcul de la dalle sous sol

- Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5\text{cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5\text{cm}$$

- Évaluation des charges et combinaisons fondamentales :

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II) ; on a :

$$\begin{cases} G = 5,33\text{KN/m}^2, \\ Q = 2,5\text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- Combinaison fondamentale :

- État limite ultime (E .L.U) :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35 \times 5,33 + 1.5 \times 2,5 = 10,94\text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1.00 = 10,94\text{kN/ml}.$$

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 5,33 + 2,5 = 7,83 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{ser} = q_{ser} \times 1,00 = 7,83 \text{ KN/ml.}$$

- Calcul des sollicitations :

- État limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

- État limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y = f(\rho, \nu)$

- Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré)} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{Etats limites service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

- Mode d'encastrement :

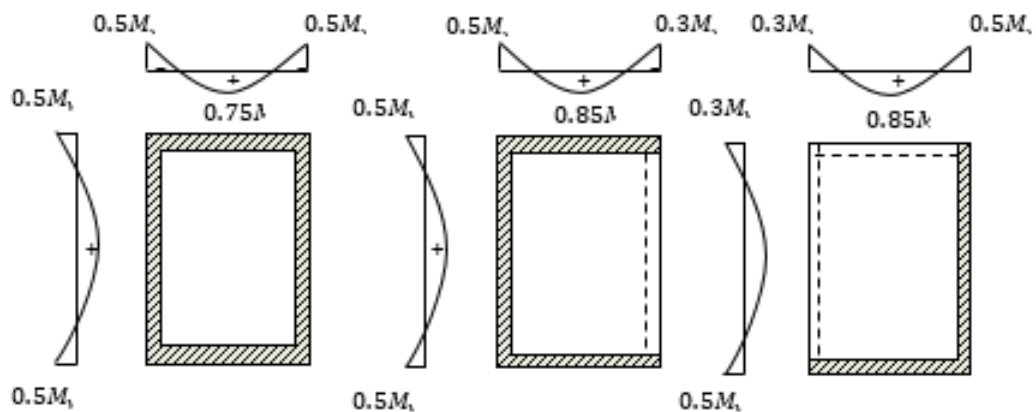


Figure III.15 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle

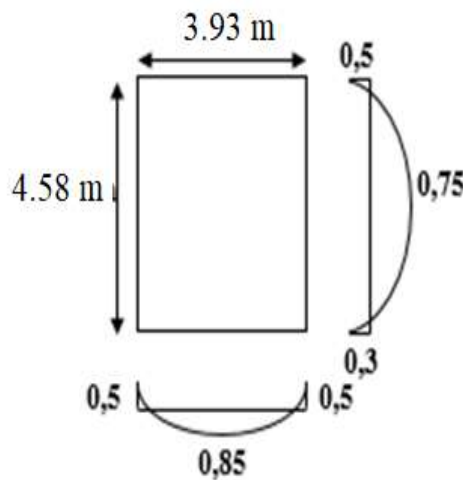
**Calcul des moments fléchissant :**

Le panneau porte dans deux sens  $l_x$  et  $l_y$

Au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité :

$$\begin{cases} M_x = \mu_{xx} q l_x^2 \text{ « sens } l_x \text{ » (bande parallèle à } l_x) \\ M_y = \mu_{yx} M_x \text{ « sens } l_y \text{ » (bande parallèle à } l_y) \end{cases}$$

Le panneau le plus sollicitée c'est le panneau :



**Figure III.16 :** Le panneau le plus sollicitée

$l_x = 3,93\text{m} ; l_y = 4,58\text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,93}{4,58} = 0,85 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle porte suivant deux sens}$$

**Tableau III.5 :** Valeur approchée des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$

Calculs	$\mu_x$	$\mu_y$
à l'E.L. U	0.0506	0,6864
à l'E.L. S	0,0576	0,7794

- **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_{xu} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0506 \times 10.94 \times 3.93^2 = 8.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yu} = \mu_y \times M_{xu} = 0.6864 \times 8.54 = 5.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Etat limite de service (E L S) :

$$M_{xs} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0576 \times 7.83 \times 3.93^2 = 6,96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ys} = \mu_y \times M_{xs} = 0.7794 \times 6.96 = 5.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Remarque :

Pour les calculs des ferrailages de la dalle pleine, on prendre le cas le plus défavorable.

❖ ELU :

$$\begin{cases} M_t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 8.54 = 6.40 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5,86 = 4.98 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai1} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 8.54 = 4.27 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ar} = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 5,86 = 1.75 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai2} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 8.54 = 4.27 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ai} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 5,86 = 2.93 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

❖ ELS :

$$\begin{cases} M_t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 6.96 = 5.22 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5.42 = 4.60 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai1} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 6.96 = 3.48 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ar} = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 5.42 = 1.62 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai2} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 6.96 = 3.48 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ai} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 5.42 = 2.71 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

**Tableau III.6 :** Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Moments \ Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$M_a$ (KN .m)	4.27	3.48	2.93	2.71
$M_t$ (KN .m)	6.40	5.22	4.98	4.60

**III.4.3 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**

Suivant le sens (X-X) :

**a) En travée :**

- ELU :

**✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6400}{14.2 \times (14.5)^2 \times 100} = 0.021$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_1 = 0.392$$

$$\mu = 0.021 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.026 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.989$$

- Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{6400}{348 \times 0.989 \times 14.5} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14.5 = 1.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(1.28; 1.16) \Rightarrow A = 1.28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Choix des armatures :

$$2\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**➤ ELS :**

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 5.22 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans
  - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Flexion simple} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire sans} \\ \bullet \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$



Avec :

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{6.40}{5.22} = 1.22$$

$$\frac{1.22-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.36 > \alpha = 0.038$$

- Résultats :

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \sigma_b < \sigma_{b15} \\ \checkmark \text{ Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{ les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

- **En appuis :**

- **ELU :**

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4270}{14,2 \times (14.5)^2 \times 100} = 0.014$$

$$\mu = 0.023 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.017$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0.993$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{4270}{348 \times 0.993 \times 14,5} = 0.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 14.5 = 1,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(0.87; 1,16) = 1,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$2T10/ml \rightarrow A = 1.57 \text{ cm}^2/ml$$

- E.L.S :

$$M_{\max} = 3.48 \text{ kN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' }  $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$
- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{\max}^u}{M_{\max}^{ser}} = \frac{4270}{3480} = 1.22$$

$$\frac{1.22-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.36 > \alpha = 0,017$$

- Résultats :

- ✓  $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
  - ✓ Fissuration peu nuisible
- }  $\Rightarrow$  les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

- Suivant le sens (Y-Y) :

**a) En travée :**

- ELU :

$$M_{ty}^u = 4.98 \text{ kn.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{4980}{14.2 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.019$$

$$\mu = 0,019 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,023$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,991$$

▪ Détermination des armatures :

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{4980}{348 \times 0,991 \times 14,5} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition de non fragilité:**

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 13,5 = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \text{Max}(1,01; 1,08) = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$(2T10)/\text{ml} \rightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- ELS :

$$M_{ty}^s = 4,60 \text{ kn.m}$$

Flexion simple

• Section rectangulaire sans  $A'$   $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$

• Acier FeE400

• Avec :  $\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{4,98}{4,60} = 1,08$

•  $\frac{1,08 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,29 > \alpha = 0,023$

- Résultats :

▪  $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$  }  $\Rightarrow$  Les armatures calculées en ELU sont maintenues  
Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

**b) En appui :**

✓ ELU :  $M_{ay}^u = 2,93 \text{ kn.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\bullet \mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{2930}{14.2 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.011$$

$$\mu = 0,011 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

- Détermination des armatures :

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{2930}{348 \times 0,994 \times 13.5} = 0.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**condition de non fragilité :**

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 13.5 = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(0.62; 1,08) = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$2\text{T10}/\text{ml} \rightarrow A = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- ELS :

$$M_{ay}^s = 2.71 \text{ kn.m}$$

- Flexion simple

$$\bullet \text{Section rectangulaire sans } A' \left. \vphantom{\begin{matrix} \bullet \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \bullet \text{Acier FeE400} \end{matrix}} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

- Acier FeE400

$$\bullet \text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{2.93}{2.71} = 1.08$$

$$\bullet \frac{1.08 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.29 > \alpha = 0,013$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$
  - Fissuration peu nuisible
- }  $\Rightarrow$  Les armatures calculées en ELU sont maintenues

(Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

#### III.4.4 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d_x} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\tau_u$ : contrainte tangente

$\bar{\tau}_u$ : contrainte tangente admissible.

$T_u^{\max}$ : effort tranchant max.

- Calcul de  $T_u^{\max}$ :

–  $T_u^{\max}$  est calculé par la formule suivante:

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

Le panneau le plus sollicité :

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{10.94 \times 3.93}{2} \times \frac{(4.58)^4}{(3.93)^4 + (4.58)^4} = 13.93 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{10.94 \times 4.58}{2} \times \frac{(3.93)^4}{(3.93)^4 + (4.58)^4} = 8.80 \text{ KN}$$

Donc :  $T_u^{\max} = 13.93 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d_x} = \frac{13930}{100 \times 14.5 \times 100} = 0.096$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.05f_{c28}, 5\text{MPa}) = 1.25\text{MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_U = 0.096 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 1.25 \text{ MPa} \\ \text{Il n'ya pas reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires

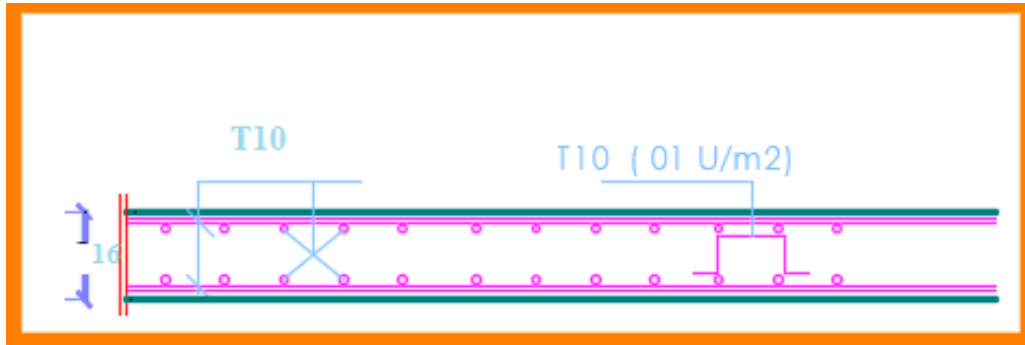


Figure III.17 : ferrailage de la dalle

#### • Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{ax}^s}{10 \times M_x}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} ; f_e \text{ en MPa}$$

On fait la vérification pour le panneau le plus défavorable :

$$\frac{h}{l_x} = \frac{16}{393} = 0.041 \leq \frac{1}{16} = 0.0625$$

Puisque la 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée ; on doit faire le calcul de la flèche

#### - Calcul de la flèche :

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

#### - Calcul des charges :

**g**: charge permanente après mise en place des cloisons:

$$g = 533 \times 1 = 533 \text{ dan/ml}$$

**j:** charge permanente avant mise en place des cloisons:

$$j = g \times 1.00 = 533 \times 1.00 = 533 \text{ dan/ml}$$

**P:** charge totale ( $p = G+Q$ ):

$$P = (533+250) \times 1 = 783 \text{ dan/ml}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_{tg}^S = 0.85 \times g l^2 / 8 = 0.85 \times 533 \times (3.93)^2 / 8 = 874.66 \text{ daN.m}$$

$$M_{ij}^S = 874.66 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp}^S = 1284.91 \text{ daN.m}$$

- **Modules de déformations longitudinaux :**

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale instantanée :  $E_{ij} = 1100 \times 3 \sqrt{f_{c28}} =$

$32164.2 \text{ MPa}$  Module de déformation longitudinale différée :  $E_v = 3700 \times \sqrt{f_{c28}} =$

$10818.87 \text{ MPa}$

- **Moment d'inertie de la section homogène :**

**I<sub>0</sub>:** Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

- **Coordonnées du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = 8.09 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8.09 = 7.91 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \times \frac{V_1^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{(V_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times \frac{V_2^3}{3} + n \times A(d - V_1)^2$$

$$I_0 = 35113.91 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = 0.01804$$

$$\rho_1 = 100 \times 0.01804 = 1.804 \Rightarrow \text{tableau } \beta_1 = 0.829$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{8746.60}{1.57 \times 0.829 \times 14.5} = 463.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{tj}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{8746.60}{1.57 \times 0.829 \times 14.5} = 463.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{12849.1}{1.57 \times 0.829 \times 14.5} = 680.84 \text{ MPa}$$

**-Calcul du  $\mu_g$ ,  $\mu_j$  et  $\mu_p$  :**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.01804 \cdot 463.46 + 2.1} = 0.98$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.01804 \cdot 463.46 + 2.1} = 0.98$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.01804 \cdot 680.84 + 2.1} = 0.88$$

**- Calcul des moments d'inertie fictifs ( $I_f$ ):**

$$I_f = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot 2.1}{5 \cdot 0.01804} = 1.16$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5\lambda} = 0.46$$

$$I_{f_i} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1.1 \cdot 35113.91}{1 + 1.16 \cdot 0.98} =$$

$$18076.23 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 26623.44 \text{ cm}^4$$



$$I_f = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i \mu} = 19113.86 \text{ cm}^4$$

**Calcul des flèches partielles :**

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{f_{gv}}} = \frac{8746.6 \times 3,93^2}{10 \times 10818,87 \times 26623.44} = 0,46$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{10E_j \times I_{f_{ji}}} = \frac{8746.6 \times 3,93^2}{10 \times 32164,2 \times 18076.23} = 0,23$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{f_{pi}}} = 0,32$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{f_{gi}}} = 0,23$$

**- La flèche totale :**

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

$$\Delta f_t = (0,46 - 0,23) + (0,32 - 0,23) = 0,32 \text{ cm}$$

**- La flèche admissible :**

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = 0,78$$

Résultats :

$$\Delta f_t < \Delta f_{t,\max} \longrightarrow 0,32 \text{ cm} < 0,78 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

### III.4 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié, calculé et ferrailé les planchers à corps-creux puis à dalle pleine. Nous présenterons dans le 4ème chapitre l'étude et le ferrailage des éléments non structuraux (escaliers, acrotère... etc.).

## *Chapitre IV*

### *Etude des éléments non structuraux*

### IV. 1 Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre le calcul va concerner (les escaliers, l'acrotère et les balcons).

### IV .2 Étude des escaliers :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux.

Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

#### IV .2.1 Définition des éléments d'un escalier :

- ✓ **Le palier de repos** : est la partie horizontale d'un escalier située à l'extrémité d'une volée ( $L_p$ ).
- ✓ **La paillasse** : est la dalle mince supportant les marches et les contremarches.
- ✓ **Le volé** : est un ensemble ininterrompu des marches, elle située entre deux paliers successifs, un volé ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches ( $L_v$ ).
- ✓ **La marche** : est la partie horizontale où l'on marche.
- ✓ **La contremarche** : est la partie verticale d'une marche.
- ✓ **Le giron** : est la distance horizontale entre deux nez de marches consécutives ( $g$ ).
- ✓ **L'embranchement** : est la longueur utile de la marche.
- ✓ **La cage d'escaliers** : est le volume réservé au logement de l'escalier sur un ou plusieurs niveaux.

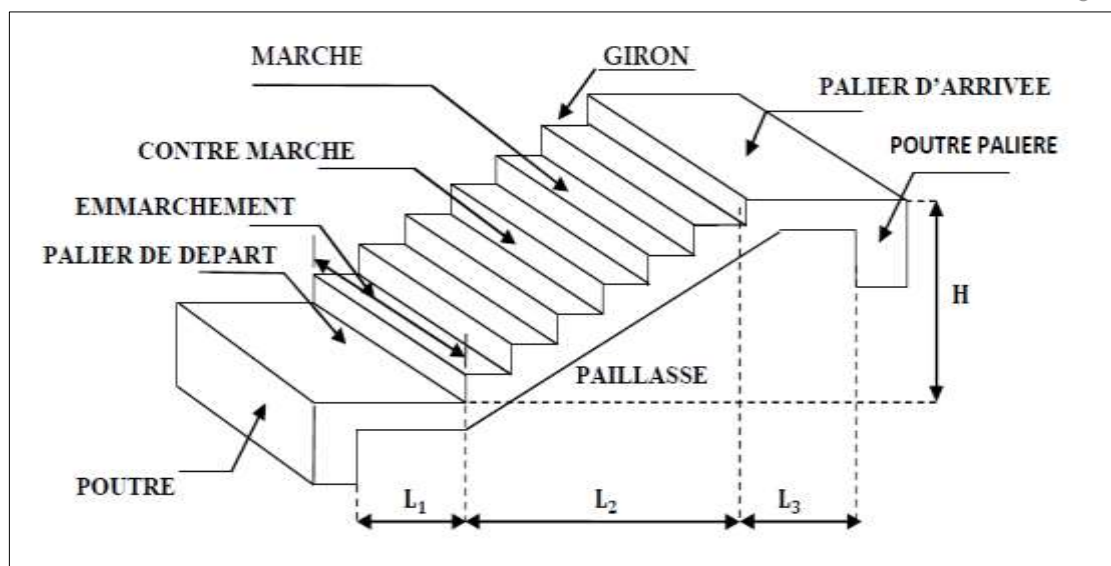


Figure IV.1 : Différents éléments composant un escalier.

#### IV.2.2 Dimensionnement des escaliers- étage courant :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :  $60 \text{ cm} < g + 2h < 65 \text{ cm}$ .

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

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

Vérification de la loi de BLANDEL :

$$\text{Vérification de la formule de Blondel : } 59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

On prend:

$$g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = 17 \text{ cm.}$$

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

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Nombre de contre marches : } n = H/h = 306/17 = 18$$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

Pour chaque volée, on a  $n = 9$  contre marches

$$\text{Nombre de marches : } m = (n-1) = (9-1) = 8 \text{ marches.}$$

- **La ligne de foulée :**

$$L_f = g \times m = 30 \times 8 = 240 \text{ cm.}$$

- **L'inclinaison :**

$$\text{Tg}\alpha = h / g = 17 / 30 = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.538^\circ$$

- **La longueur de la pailleasse (L pailleasse) :**

$$L_{\text{pailleasse}} = \sqrt{(150^2 + 240^2)} = 283 \text{ cm.}$$

- L'épaisseur de la pailleasse :

$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow 283/30 < e < 283/20$$

$$\Rightarrow 9.43 \text{ cm} < e < 14.15 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur de **15 cm** d'épaisseur pour la pailleasse et le palier

#### IV.2.3 Détermination des charges et surcharges :

➤ **pailleasse**

$$G = 8.25 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

**Tableau IV .1** : la charge de pailleasse

Matériaux	Épaisseur (m)	d (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marche	h=17	22	$22 \times 0,17/2 = 1.87$
Paillasse	0.15	25	$(25 \times 0,15) / \cos 29.54 = 4.88$
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Gardes corps	/	/	0.1

## ➤ Palier

Tableau IV .2 : la charge de palier

Matériaux	Epaisseur (m)	d (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
Enduit plâtre	0.02	10	0.20

$$G_{esc} = 5.15 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{esc} = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

## IV.2.4 Combinaison de charges :

## • Etat limite ultime (ELU) :

$$\text{Palier : } qu1 = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 5,15 + 1.5 \times 2,5) \times 1 = 10,70 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Paillasse : } qu2 = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 8,25 + 1.5 \times 2,5) \times 1 = 14,87 \text{ KN/ml.}$$

## • Etat limite service (ELS) :

$$\text{Palier : } qs1 = 5,15 + 2,5 = 7,65 \text{ KN/m}$$

$$\text{Paillasse: } qs2 = 8,25 + 2,5 = 10,75 \text{ KN/m}$$

Tableau IV. 3 : combinaison des charges

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	$P_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	$P_{ser}$ (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Paillasse</b>	8,25	2,5	14,87	10,75
<b>Palier</b>	5,15	2,5	10,70	7,65

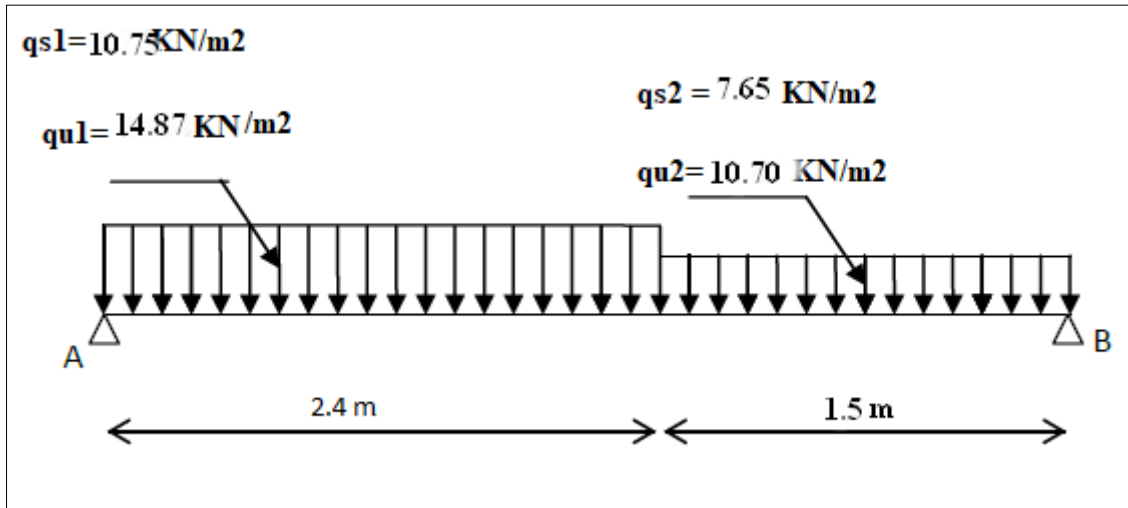


Figure IV.2 : Schéma statique (ELU et ELS)

• **Etat limite ultime (ELU) :**

• Calcul des réactions :

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 2.4 + q_2^u \times 1.5$$

$$R_A + R_B = 14.87 \times 2.4 + 10.70 \times 1.5 \Rightarrow R_A + R_B = 51.73 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^u \times 2.4 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.50\right) + q_2^u \times 1.50 \times \left(\frac{1.50}{2}\right)}{3.90}$$

$$R_A = \frac{14.87 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.50\right) + 10.70 \times 1.50 \times \left(\frac{1.50}{2}\right)}{3.90} \Rightarrow R_A = 27.79 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{q_1^u \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + q_2^u \times 1.50 \times \left(\frac{1.50}{2} + 2.40\right)}{3.90}$$

$$R_B = \frac{14.87 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + 10.70 \times 1.30 \times \left(\frac{1.50}{2} + 2.40\right)}{3.90} \Rightarrow R_B = 23.94 \text{ KN}$$

- **Etat limite ultime (ELS) :**

- Calcul des réactions :

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^s \times 2.4 + q_2^s \times 1.5$$

$$R_A + R_B = 10.75 \times 2.4 + 7.65 \times 1.5 \Rightarrow R_A + R_B = 37.27 \text{KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

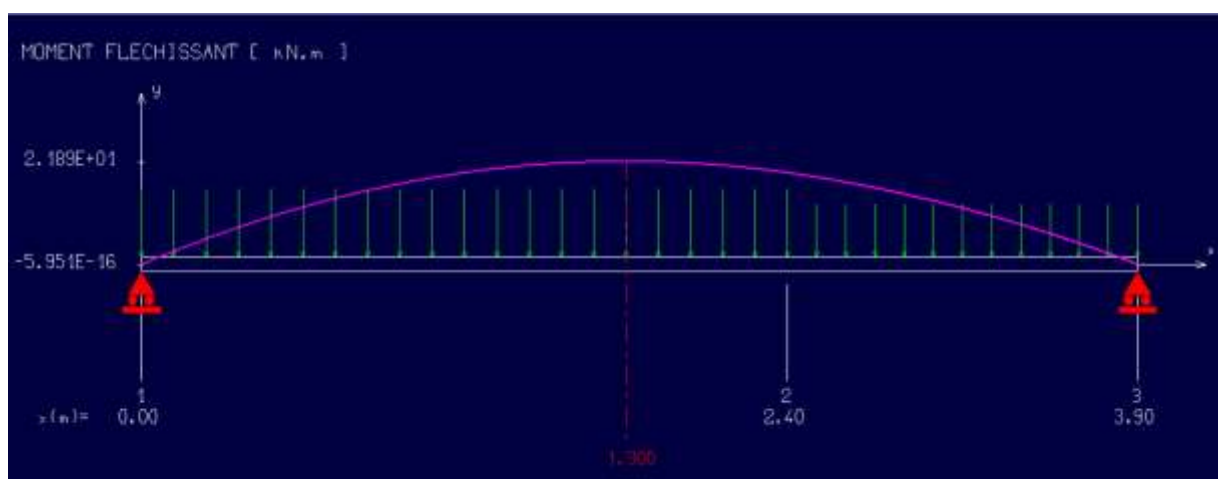
$$R_A = \frac{q_1^s \times 2.4 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.50\right) + q_2^s \times 1.50 \times \left(\frac{1.50}{2}\right)}{3.90}$$

$$R_A = \frac{10.75 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.50\right) + 7.65 \times 1.50 \times \left(\frac{1.50}{2}\right)}{3.90} \Rightarrow R_A = 20.06 \text{KN}$$

- $\Sigma M_A = 0$

$$R_B = \frac{q_1^s \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + q_2^s \times 1.50 \times \left(\frac{1.50}{2} + 2.40\right)}{3.90}$$

$$R_B = \frac{10.75 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + 7.65 \times 1.50 \times \left(\frac{1.50}{2} + 2.40\right)}{3.90} \Rightarrow R_B = 17.20 \text{KN}$$

**ELU :**


**Figure IV.3:** Diagramme du moment fléchissant à l'ELU



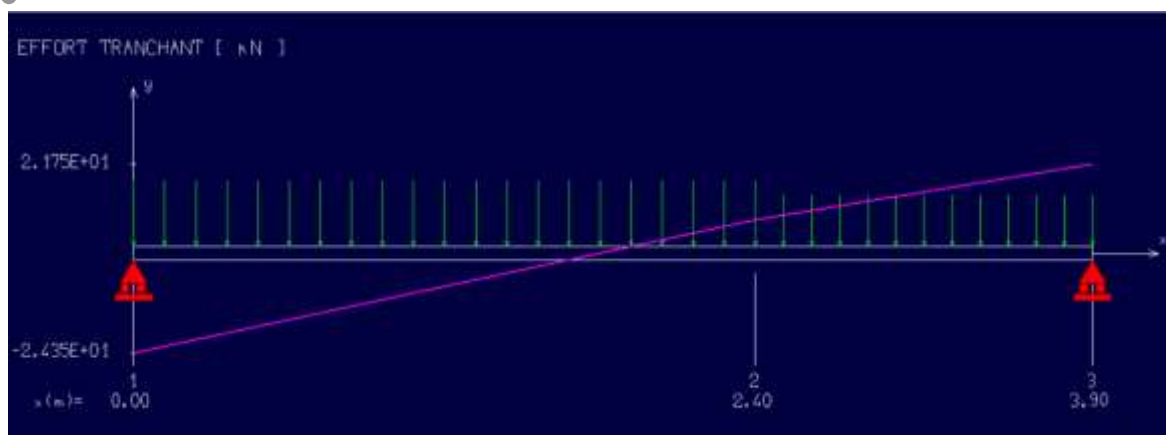


Figure IV.4: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

#### IV.2.5 calcul de Ferrailage :

##### •ELU:

##### •En travée :

$$M_{max}^u = 23,87 \text{KN.m}$$

$$M_{tu} = M_0 * 0.85 = 23.87 * 0.85 = \mathbf{20.28 \text{KN.m}}$$

##### Les données

Matériaux :

Béton :  $f_{c28} = 30 \text{MPa}$

Acier : FeE400

Coffrage :  $b = 1 \text{m}$ ,  $h = 0.15 \text{m}$ ,  $d = 0.135 \text{m}$ ,  $c = c' = 0.02 \text{m}$

Sollicitation :  $M_u = \mathbf{20.28 \text{KN.m}}$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0.078 < 0.392$$

Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.101$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,959$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{20280}{0.959 \times 348 \times 13,5} = 4,50 \text{cm}^2$$

Donc on adopte :  $A_{st} = \mathbf{4,52 \text{ cm}^2} = \mathbf{4T12}$

Espacement = 25 cm

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

**On adopte :**  $A_r = 3.14 \text{ cm}^2 = 4\text{T}10$

• **En appuis :**

$M_{ua} = -0.3M_{max} = 7.16 \text{ KN.m}$

$$u = \frac{M_1}{b\sigma_b d^2} = 0,027 < 0,392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,03$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{7160}{0,988 \times 348 \times 13,5} = 1,54 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **A st = 4.52 cm<sup>2</sup> = 4T12**

Espacement = 25 cm

**Armature de répartition :**

$$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : **A r = 4T10 = 3.14 cm<sup>2</sup>**

• **Vérification à l'ELU :**

• **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 < A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 4,52 \text{ cm}^2$$

**Condition vérifiée**

- **Armatures principales :**

$St \leq \min \{2h; 25\text{cm}\}$  (charge répartie + charge concentrée)

$$St \leq \min = \{30; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$$

Appui :  $St = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$

Travée :  $St = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$

**Condition vérifiée**

- **Armatures de répartition:**

$St \leq \{3h ; 33\text{cm}\}$

$St \leq \{45; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$

Appui :  $St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$

Travée :  $St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$

**Condition vérifiée**

- **Vérification au cisaillement : (BAEL91/ Art 6.1, 3)**

La fissuration est préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 27.79 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{27790}{1000 \cdot 135} = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Vérification à l'ELS :**

**Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)**

- **en travées**

$$M^s = \underset{\text{max}}{17,18} \text{ KN.m}$$

$$M_i = M_0 \cdot 0,85 = 14,60 \text{ KN.m}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$(b/2)*y_1^2 - 15*As*(d-y_1) = 50y_1^2 + 67.8y_1 - 915.3$$

$$y_1 = 3.60\text{cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = (b*Y^3)/3 + 15[A (d-Y)^2]$$

$$I = (100*3.60^3)/3 + 15*4.52*(13.5-3.60)^2 = 8200.27\text{cm}^4.$$

• **Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (14600 / 8200.27) * 3.60 = 6.40\text{Mpa}.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 6.40\text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15\text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

• **Vérification des contraintes dans le béton :** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

• **En Appuis:**

$$M_{ua} = -0.3M_{max} = 5.15\text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

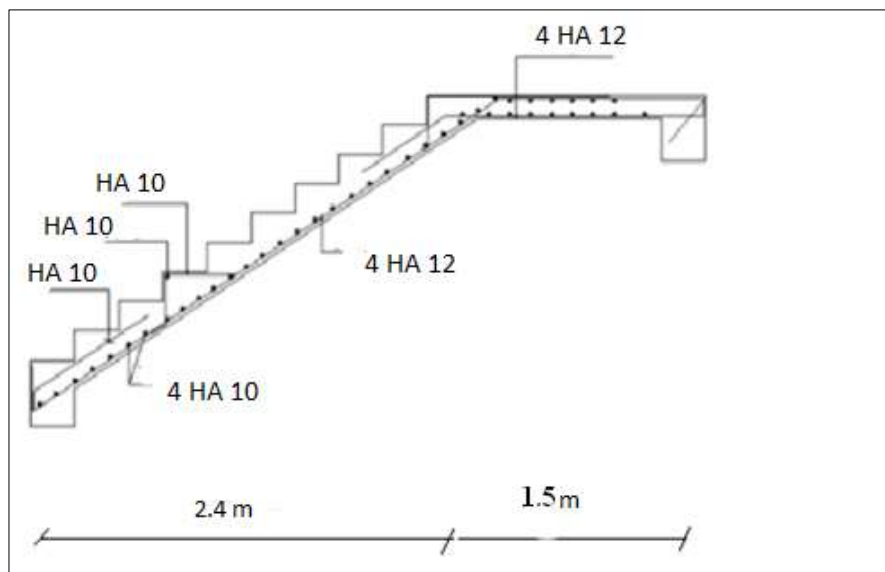
$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (5150 / 8200.27) * 3.60 = 2.26\text{Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 2.26\text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa}$$

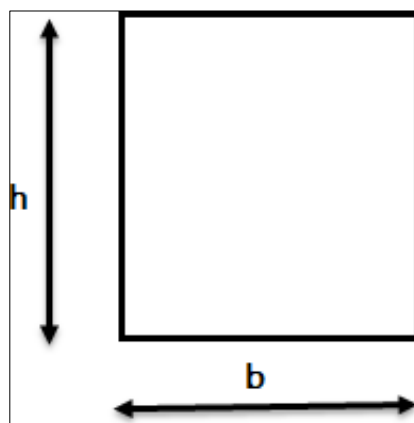
**Condition vérifiée.**



**Figure IV.5 :** Ferrailage des escaliers

### IV.3 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le **CBA 93** et vérifié en considérant le **RAP 99/version 2003**.



**Figure IV.6:** Section transversale d'une poutre

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 300/15 \leq h \leq 300/10 \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

On prendra :  $h = 30 \text{ cm}$  et  $b = 25 \text{ cm}$

- **Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003**

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \\ h/b = 30/25 = 1,2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section de la poutre principale est de dimension (30x25) cm<sup>2</sup>

### IV.3.1 Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre :  $G = 0,30 * 0,25 * 25 = 1,875 \text{ KN/m}$

Réaction du palier (ELU)  $R_{Au} = 23.94 \text{ KN/ml.s}$

Réaction du palier (ELS)  $R_{As} = 17.20 \text{ KN/ml.}$

Combinaison à considérer :

- **ELU :**

$$q_u = 1,35 G + R_{Au}.$$

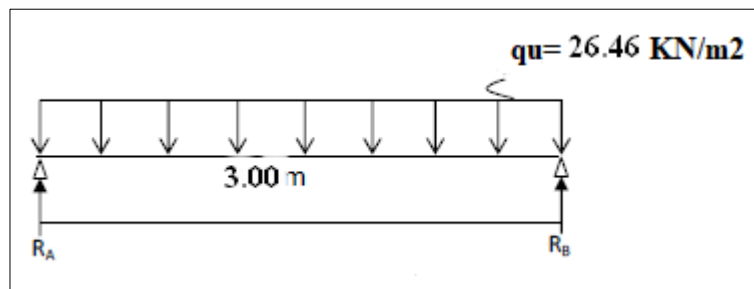
$$q_u = 1,35 * (1.87) + 23.94 = 26.46 \text{ KN/ml.}$$

- **ELS :**

$$q_s = G + Q = G + R_{As}.$$

$$q_s = 1.87 + 17.20 = 19.07 \text{ KN/ml.}$$

### IV.3.2 Calcul du ferrailage (ELU) :



**Figure IV.7 :** Schéma statique (ELU)

$$R_A = R_B = (q_u * l) / 2 = 39.69 \text{ KN}$$

- **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{\max} = (q_u * l^2) / 8 = 29.76 \text{ KN.m}$$

- Correction des moments

- En appuis :

$$M_a = -0,3 M_o = -0,3 * 29.76 = -8.92 \text{ KN.m.}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_o = 0,85 * 29.76 = 25.29 \text{ KN.m.}$$

- Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = 39.69 \text{ KN}$$

- Les diagrammes des moments et efforts tranchants

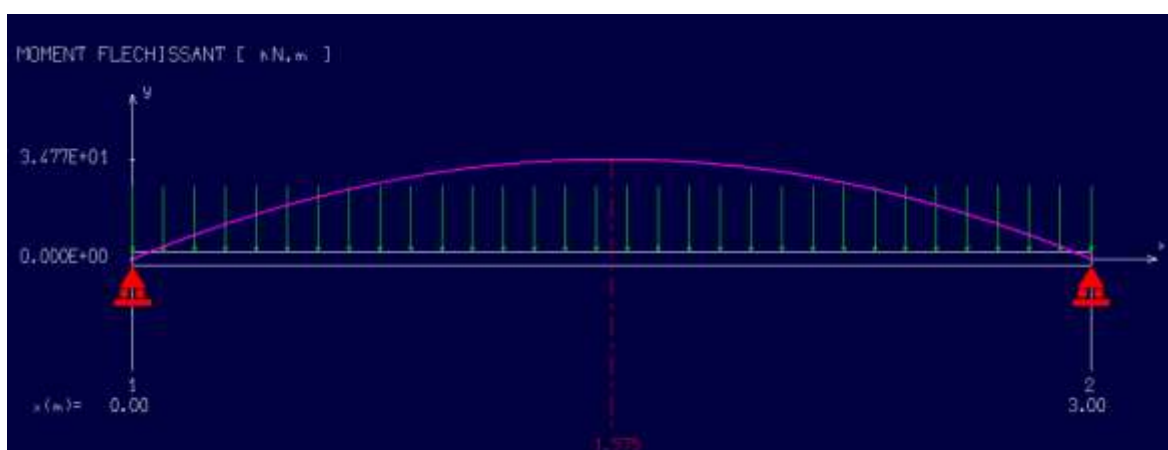


Figure IV.8: Diagramme de moment fléchissant à l'ELU



Figure IV.9: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

- Calcul des armatures :
- Armatures principales (longitudinal) :
- En travée

$$M_u = 25.29 \text{ KN.m.}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0.09 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.11$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{25290}{0.956 \times 348 \times 27} = 2.81 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte:  $A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 = 3T12$

- En appuis :

$$M_{ua} = 0.3M_{max} = 8.92 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0,037 < 0,392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,047$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{8920}{0.981 \times 348 \times 27} = 0.967 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte :  $A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 = 3T10$

- Vérification à l'ELU :
- Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL91)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.81 \text{ cm}^2 < A_t = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.81 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 2.35 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée



- **Vérification au cisaillement :**(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 39.69 \text{KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{39690}{250 \cdot 270} = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Calcul à L'ELS :**

- **La combinaison d'action :**

$$q_s = G + Q = G + R_{As} = 19.07 \text{KN/ml.}$$

- **Réaction**

$$R_A = R_B = (q_u \cdot l) / 2 = 28.60 \text{KN}$$

- **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{\max} = (q_u \cdot l^2) / 8 = 21.45 \text{KN.m}$$

- **Correction des moments**

- **En appuis :**

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \cdot 21.45 = -6.43 \text{KN.m.}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 21.45 = 18.23 \text{KN.m.}$$

- **Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = 28.60 \text{KN}$$

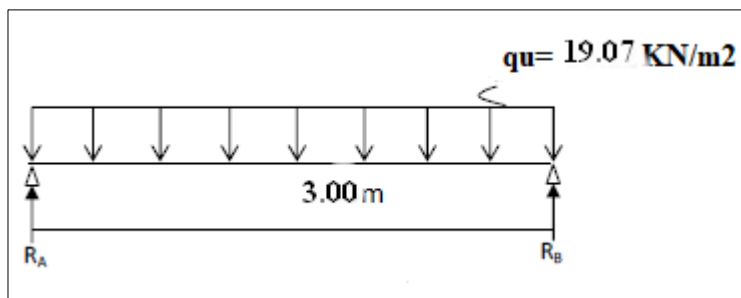


Figure IV. 10: Schéma statique (ELS)

• Les diagrammes des moments et efforts tranchants :

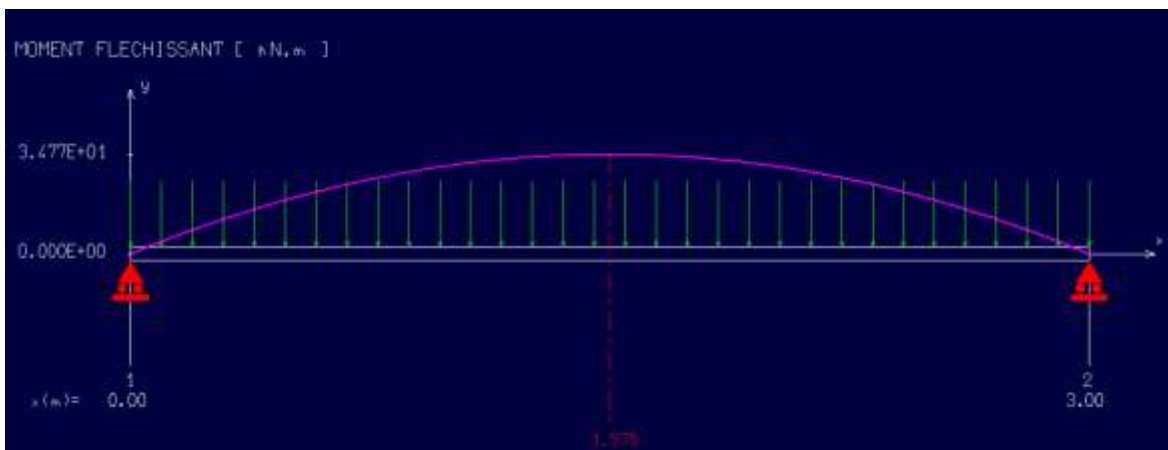


Figure IV.11: Diagramme de moment fléchissant à l'ELS

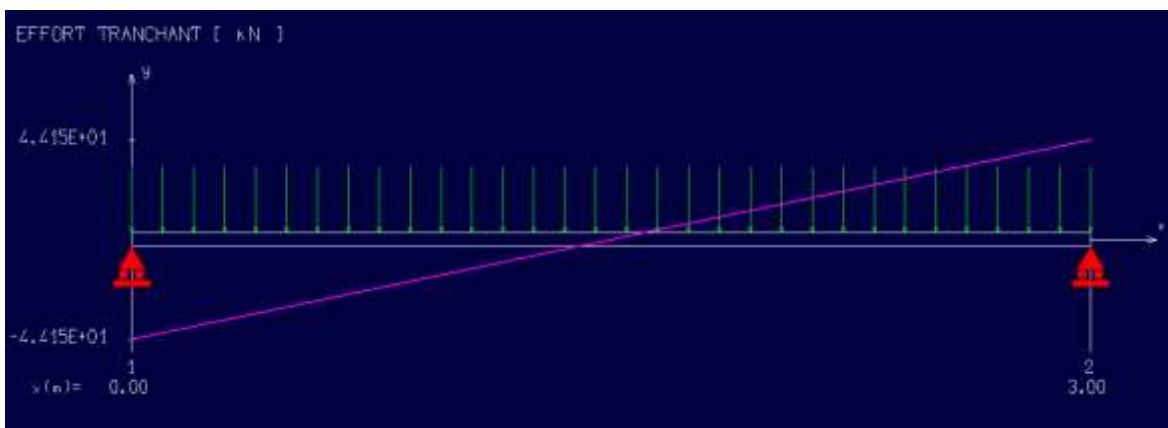


Figure IV.12: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

- Vérification à l'ELS :
- Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)
- En travées :
- Position de l'axe neutre :

$$(b/2)*y1^2 - 15*As*(d-y1) = 12.5y1^2 + 50.85y1 - 1372.95$$

$$y1 = 8.64$$

- Moment d'inertie :

$$I = (b*Y^3)/3 + 15[A (d-Y)^2]$$

$$I = (100*8.64^3)/3 + 15* 3.39*(13.5-8.64)^2 = 22700.14 \text{ cm}^4.$$

- Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y1 = (18230 / 22700.14) * 8.64 = 6.93 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 6.93 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

- En Appuis:

- Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y1 = (6430 / 22700.14) * 8.64 = 2.44 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 2.44 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{4.52}{25 \cdot 27} = 0.007$$

$$\frac{4.52}{f_e} = \frac{4.52}{400} = 0.01125$$

Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

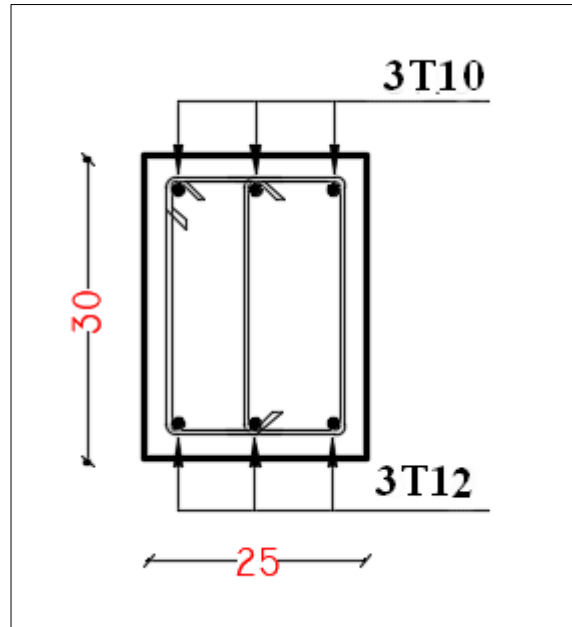


Figure IV.13: ferrailage poutre palier

#### IV.4 Étude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré un élément secondaire en béton armé ceinturant le bâtiment pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Cette dernière est encastrée à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande de 1 mètre de largeur ; le ferrailage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

##### •Le rôle de l'acrotère :

- ✓ empêche l'écoulement de l'eau
- ✓ a un aspect esthétique
- ✓ protection des personnes

#### IV.4 .1 Calcul des sollicitations :

- Charge permanente :

$$G = \gamma_s \times S$$

Avec  $\gamma_s$  : poids volumique du béton

S : surface de l'acrotère

$$S = ((0,02 \times 0,1)/2) + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,069 \text{ m}^2/\text{l.}$$

$$G = 0,069 \times 25 = 1.725 \text{ KN/ml.}$$

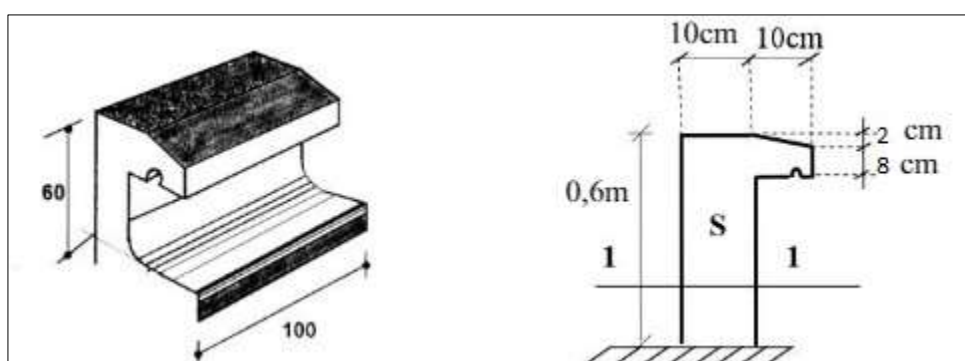


Figure IV.14: coupe transversale de l'acrotère

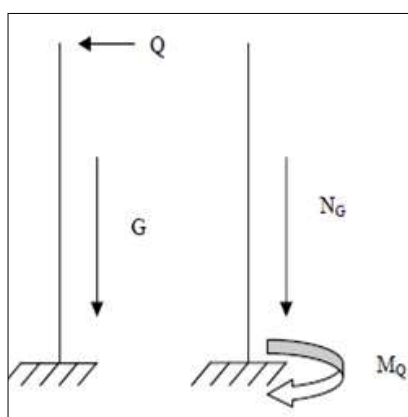


Figure IV.15 : Schéma Statique de l'acrotère

- Charge d'exploitation :

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

- La force horizontale :  $F_p$  [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)] :

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

$A = 0,15$   $\longleftrightarrow$  coefficient d'accélération de la zone IIa.

$W_p = 1,725 \text{ Kg/ml}$   $\longleftrightarrow$  poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8 \text{ KN}$   $\longleftrightarrow$  facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,725 = 0,82 \text{ KN/ml}$$

$$P = \max (0,82 \text{ KN}; 1 \text{ KN}) \rightarrow p = 1 \text{ KN}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

#### IV.4.2 Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :

- ELU :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,725 = 2,32 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

- ELS :

$$N_s = G = 1,725 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

#### IV.4.3 Calcul de ferrailage :

$h = 10 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $d = 8 \text{ cm}$ .

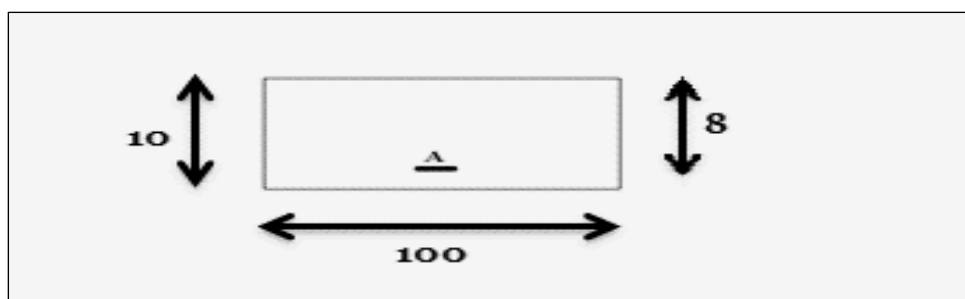


Figure IV.16 : section de calcul

- **ELU :**

- **Détermination de l'excentricité : e u**

$$e u = \frac{M}{N} = \frac{0,9}{2,32} = 0,39 \text{ m}$$

$$e u = 0,39 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,03 \text{ m} ,$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif à  $M_1$

- **Calcul en flexion simple :**

- **Moment fictif :**

$$M_1 = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_1 = 0,9 + 2,32 \times \left(\frac{0,1}{2} - 0,02\right)$$

$$M_1 = 0,969 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = \frac{969}{100 \times 64 \times 14,2} = 0,0106$$

$\mu < \mu_1 = 0,392$  la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- **Armatures fictives :**

$$\mu = 0,0106$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = f_e / \delta_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_f = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{969}{0.994 \times 348 \times 8} = 0.350 \text{ cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_s = A_1 - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0.350 - \frac{2.32}{348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.966 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_s = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 0.966 \text{ cm}^2$ .

Soit: 4 T8 avec un espacement  $St = 25 \text{ cm/ml}$

Choix des armatures :  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

• **Les armatures des répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement  $St = 25 \text{ cm/ml}$ .

• **Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)**

Nous avons une fissuration préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 1.5 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2.50 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \cdot 80} = 0.0187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

• **Vérification à l'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$NS = 1.725 \text{ KN.}$$

$$MS = 0.6 \text{ KN.m.}$$



$$e_s = \frac{M}{N} = \frac{0,6}{1.725} = 0,35 \text{ m}$$

$$e_s = 0,35 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,03 \text{ m},$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$M_s = Ns \times (e_s + (\frac{h}{2} - c))$$

$$M_s = 0,6 \times (0,35 + (\frac{0,1}{2} - 0,02)) = 0,228 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15 [A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 \cdot 1,90^3) / 3 + 15 \cdot 2,01 \cdot (8 - 1,90)^2 = 1350,51 \text{ cm}^4$$

• **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 50 Y_1^2 - 30,15 y_1 - 241,2$$

$$y_1 = 1,90 \text{ cm.}$$

• **Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$\sigma_s$  : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma}_s$  : Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot M_{ser} / I \cdot (d - y_1) = (15 \cdot 228 / 1350,51) \cdot (8 - 1,9) = 15,44 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15,44 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (228 / 1350.51) \cdot 1.9 = 0.32 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.32 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

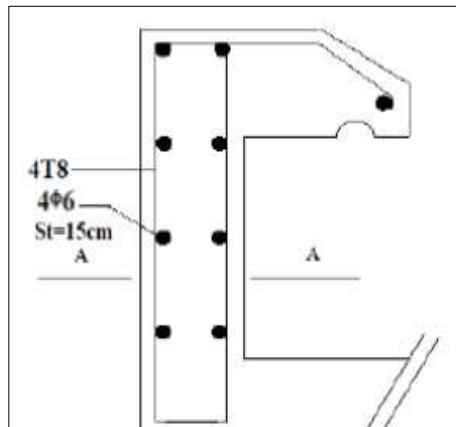


Figure IV.17 : schémas de ferrailage

**IV.5 Etude des balcons :**

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastree au niveau de la poutre de rive. Le calcul se fera pour une bande de **1,00 ml**

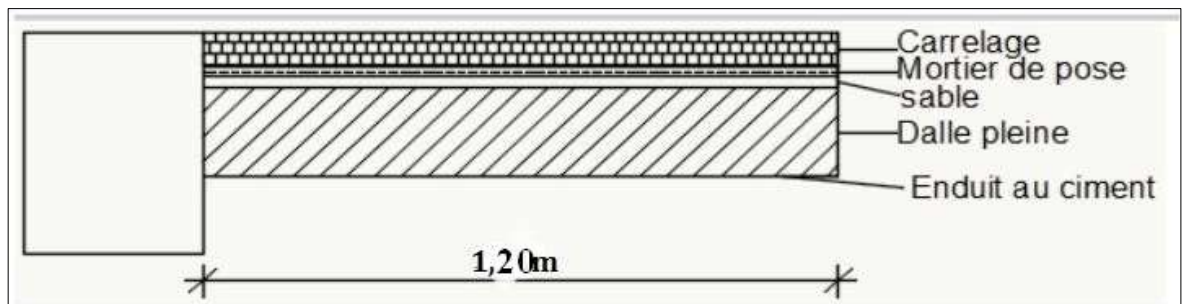


Figure.IV.18: Coupe de balcons.

• **Epaisseur de balcon:**

Isolation acoustique :  $e \geq 12\text{cm}$

$e \geq L/10 \quad e \geq 120/10 = 12 \text{ cm}$

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

**IV.5.1 Détermination des charges :**

• **Charge permanente :**

**Tableau IV.4:** Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon.

N°	Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Dalle de sol	/	/	0.24	
2	Mortier de pose	20	0,01	0.20	
4	Dalle pleine	25	0,15	3.75	
5	Enduit en ciment	22	0,02	0.4	
<b>Charge permanent G (balcon)</b>				<b>4.59</b>	(KN/m <sup>2</sup> )
<b>Charge d'exploitation Q (balcon)</b>				<b>3.5</b>	(KN/m <sup>2</sup> )

**Tableau IV.5:** charge de garde-corps

Charge permanentes concentrées poids du corps creux	Masse Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	22	0.02*2	0.88
			<b>g =1.78</b>

Poids propre de la dalle pleine :  $G = (4.59\text{KN/m}^2) \times 1\text{m} = 4.59\text{KN/ml}$

Poids propre du garde corps de 1m de hauteur :  $g = (1.78) \times 1.2\text{m} \times 1\text{m} = 2.136\text{KN}$

• **Charges d'exploitations :**

Surcharge:  $Q = (3.5\text{KN/m}^2) \times 1\text{m} = 3.5\text{KN/ml}$

• **Calcul à l'état limite ultime (ELU) :**

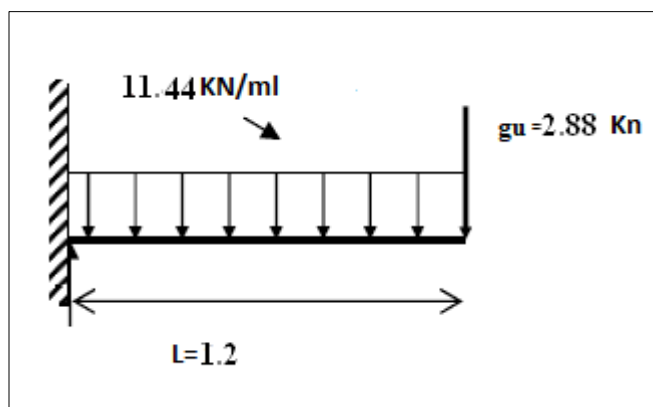
Le balcon sera calculé en flexion simple.

• **Combinaison de charge :**

**Pour l'état limite ultime**

$$q_u = 1.35 \times 4.59 + 1.5 \times 3.5 = 11.44\text{KN/ml}$$

$$p_u = 1.35 \times 2.136 = 2.88\text{KN}$$



**Figure IV.19:** Schéma statique de calcul à l'ELU

• **Calcul des efforts internes :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u l = 10.80\text{KN.m}$$

$$T_u = 15.86\text{ kN}$$

• Calcul à l'ELU :

La hauteur  $h = 15\text{cm}$

$$d = 0.9 \cdot h = 0.9 \cdot 15 = 13.5\text{cm}$$

**IV.5.2 Calcul du ferrailage :**

- Armatures principales :

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10800}{100 \cdot 13.5^2 \cdot 14.2} = 0.041 < 0.392$  (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression sont nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.041}) = 0.052$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \cdot 0.052 = 0.979$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{10800}{0.979 \cdot 13.5 \cdot 348} = 2.34 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 15 cm.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 15 cm.

• Vérifications à l'ELU :

• Condition de non fragilité : (BAEL99 / Art A.4.2.1).

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 13.5 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

• Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211) :

La fissuration est préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 15.86 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{15860}{1000 \cdot 135} = 0,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

• **Espacement des barres :**

• **Armatures longitudinales :**

$$St \leq \min (4h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$St = 15\text{cm} \leq 33\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures transversal :**

$$St \leq \min (4h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$St = 15\text{cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

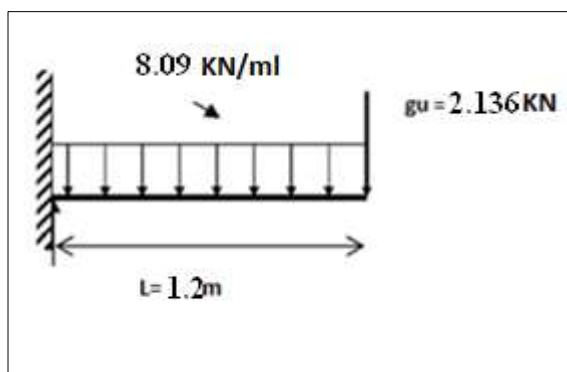
• **Calcul à l'ELS:**

• **Combinaison de charge :**

**Pour l'état limite service**

$$q_{ser} = (G1+Q1) \times 1 = (4.59+3.5) \times 1 = 8.09\text{KN/ml}$$

$$p_s = g \times 1 = 2.136\text{KN}$$



**Figure IV .20 :** Schéma statique de calcul à l'ELS

• **Calcul des efforts internes :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + P_s l = 8.38 \text{ KN.m}$$

$$T_s = 11.84 \text{ KN}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$(b/2) * y_1^2 - 15 * A_s * (d - y_1) = 50 y_1^2 + 67.8 y_1 - 915.30 \quad \longleftrightarrow \quad y_1 = 3.65 \text{ cm.}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = (b * Y^3) / 3 + 15 [A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 * 3.65) / 3 + 15 * 4.52 * (13.5 - 3.65)^2 = 8199.02 \text{ cm}^4.$$

• **Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91) :**

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (8380 / 8199.02) * 3.65 = 3.73 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 3.73 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **État limite d'ouvertures des fissures :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

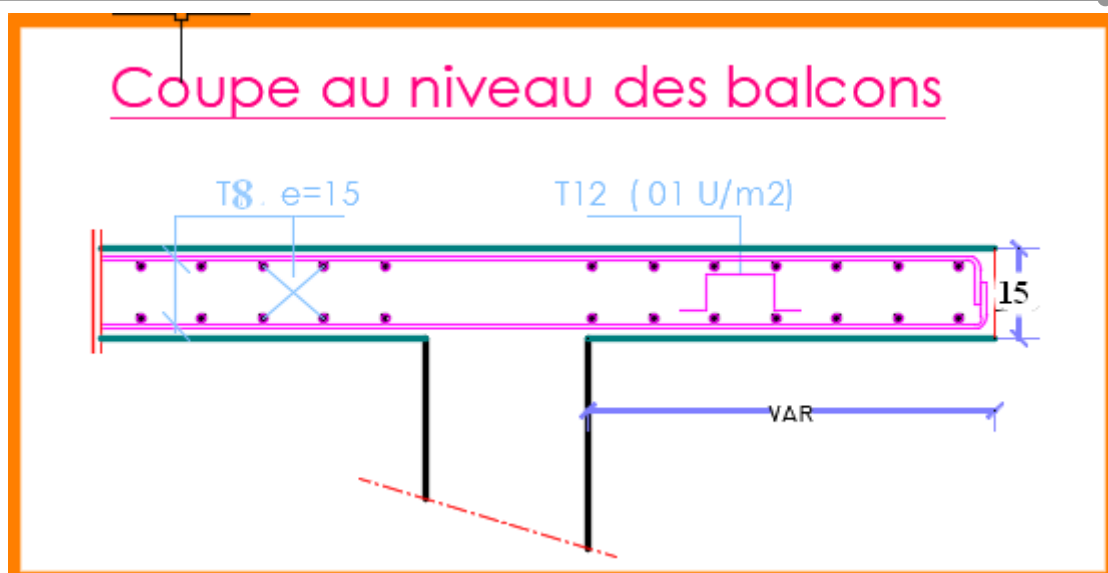
$\sigma_s$  : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma}_s$  : Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 8380 / 8199.02 * (13.5 - 3.65)) = 151.01 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 151.01 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$



**Figure IV.21** : Plan de ferrailage des balcons

#### IV.6 Conclusion :

L'étude des éléments non structuraux dans la structure, comme les escaliers et les acrotères...etc., a pour but d'assurer le confort et la sécurité des personnes dans les mesures de choisir le bon ferrailage en respectant les règlements en vigueur **BAEL91** et **RPA99/V2003**.



*Chapitre V*  
*Etude sismique*

## V.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui provoque des secousses soudaines et rapide qui se propage sous forme d'ondes dites « ondes sismiques ». Il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

L'intensité de ces secousses est suffisante pour causer des dégâts importants aux constructions à moins que celles-ci soient construites des manières adéquates pour résister à ces efforts, pour évaluer l'influence des forces sismiques sur une structure.

## V .2.Objectif de l'étude sismique:

L'objectif principal de l'étude sismique est de sauvegarder la vie humaine en appliquant les règlements parasismiques pour une secousse donnée. La construction peut alors subir des dommages irréparables, mais elle ne doit pas s'effondrer sur ses occupants.

En cas de secousse plus modérée, l'application des règles parasismiques doit permettre de limiter les destructions et voire, les pertes économiques.

## V .3.Choix de la méthode de calcul:

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le «RPA99 version 2003». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### V .3.1.Principe de la méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, le RPA 99 propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

### V .3.2.Principe de la méthode d'analyse modale spectrale:

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique,

Celle-ci étant

Représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

### V .3.3.Principe de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme:

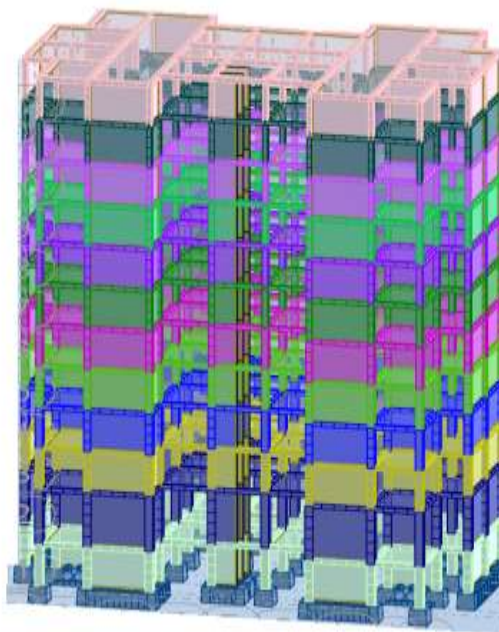
Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

### V .4.Classification des zones sismiques:

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité algérienne et la répartition des zones par wilaya et par commune est présenté comme suite.

Dans notre cas, et d'après répartition des zones citée ci-dessus : La wilaya de situe **MOSTAGANEM** dans une zone de sismicité moyenne '**ZONE IIa**'.

La méthode de calcul adoptée dans notre cas est la méthode dynamique modale spectrale. Et ondoit faire la vérification de la méthode statique équivalente.



**Figure V.1 :** Structure finie avec définition des étages sur Robot.

## V.5 Fiche technique du Projet:

- **Coordonnées du centre de gravité de la structure:**

$X = 14.11$  (m)

$Y = 8.63$  (m)

- **Liste de cas de charges/types de calculs :**

### 1. Cas 1 : G

Type d'analyse: Statique linéaire

### 2. Cas 2 : Q

Type d'analyse: Statique linéaire

### 3. Cas 3: Modale

Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse :	<b>Modal</b>
Méthode :	<b>Itération sur le sous- espace</b>
Espace Type de matrices de masses :	<b>Cohérente</b>
Nombre de modes :	<b>15</b>
Nombre d'itérations :	<b>40</b>
Tolérance :	<b>0,0001</b>
Amortissement :	<b>0,070</b>
Limite :	<b>Inactive</b>

### 4. Cas 4 : ELU 1,35G+1,5Q

### 5. Cas 5 : ELS G+Q

### 6. Cas 6 : Ex

Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

$$X = 1,000$$

$$Y = 0,000$$

$$Z = 0,000$$

#### 7. Cas 7 : Ey

Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

$$X = 0,000$$

$$Y = 1,000$$

$$Z = 0,000$$

#### 8. Cas de (8...15):

ACC : - G+Q+Ex

- G+Q-Ex

- G+Q+Ey

- G+Q-Ey

- 0.8G+Ex

- 0.8G-Ex

- 0.8G+Ey

- 0.8G-Ey

#### • Nombre de modes à considérer:

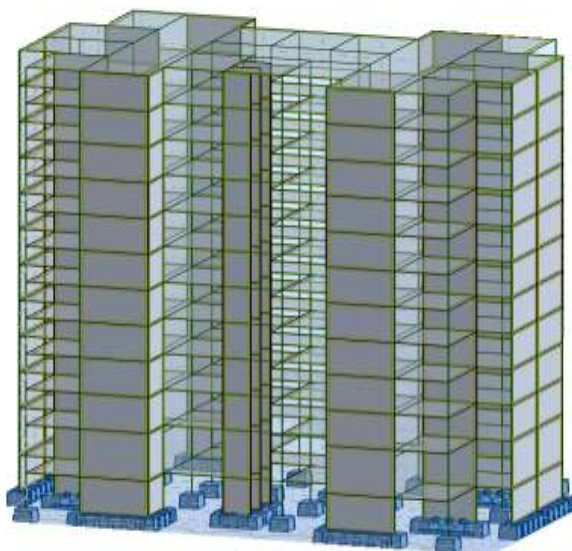
D'après le **RPA99 version 2003 (article 4.3.4-a)** pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure ;
- Ou 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 des modes à retenir est trois dans chacune des directions considérées.

Dans notre cas en considéré **15 modes**.

• **Système de contreventement :**

Notre structure est contreventée par des voiles comme le présente la figure suivante :



**Figure V.2 :** voiles de la structure.

### V .6.Résultat d'analyse modale:

**Tableau V. 1:** Tableau récapitulatifs.

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas. [kg]
1	1.25	0.8	66.81	0	0	66.81	0	0	7576875
2	1.38	0.73	66.81	66.23	0	0	66.23	0	7576875
3	1.83	0.55	66.84	66.35	0	0.03	0.12	0	7576875
4	4.89	0.2	84.32	66.35	0	17.48	0	0	7576875
5	5.65	0.18	84.32	85.08	0.01	0	18.73	0	7576875
6	7.1	0.14	84.33	85.29	0.01	0.01	0.2	0	7576875
7	8.74	0.11	84.33	85.29	26.57	0.01	0	26.56	7576875
8	9.57	0.1	84.42	85.29	30.27	0.08	0	3.71	7576875
9	10.93	0.09	90.49	85.29	30.29	6.08	0	0.02	7576875
10	11.08	0.09	90.54	85.34	47.34	0.04	0.05	17.05	7576875
11	11.8	0.08	90.55	85.85	52.93	0.01	0.51	5.59	7576875
12	11.99	0.08	90.55	89.41	53.19	0	3.56	0.26	7576875
13	12.09	0.08	90.55	91.19	54.5	0.01	1.78	1.31	7576875
14	12.5	0.08	90.56	91.19	54.51	0	0	0.01	7576875
15	13.1	0.08	90.56	91.23	64.27	0	0.04	9.76	7576875

Ce modèle présente un période  $T= 0,80$  s

Le premier et le deuxième mode sont des modes de **translation**

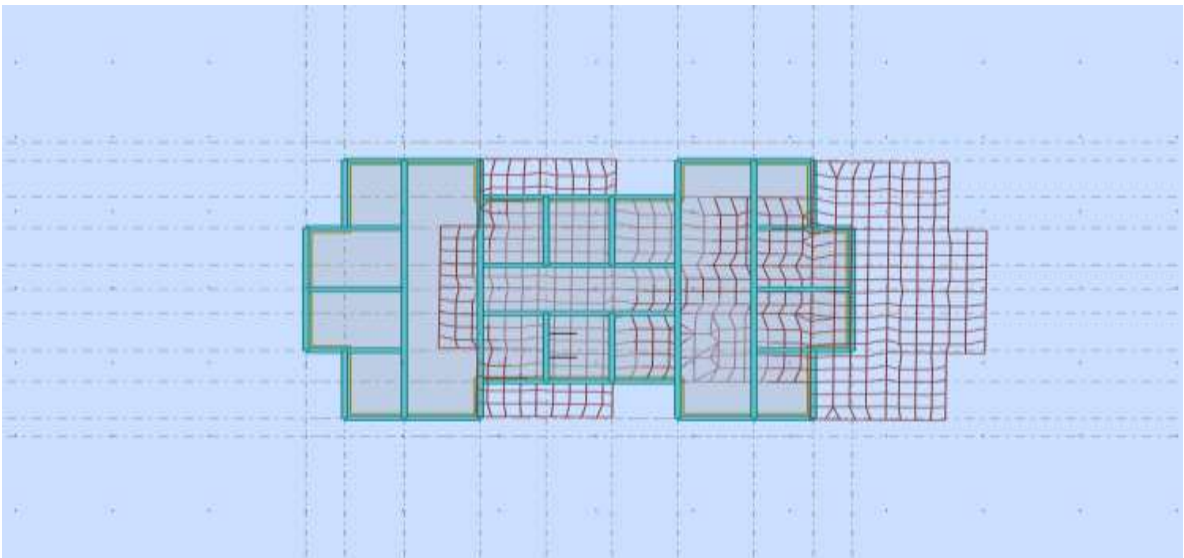
Le troisième est un mode de **torsion**

Le 13<sup>ème</sup> mode est suffisant pour que la masse modale atteigne les **90%**  
(selon le RPA99)

• **Comportement de la structure** : Les trois premiers modes d'après le **Robot**

✓ Le premier mode représente une translation suivant x-x

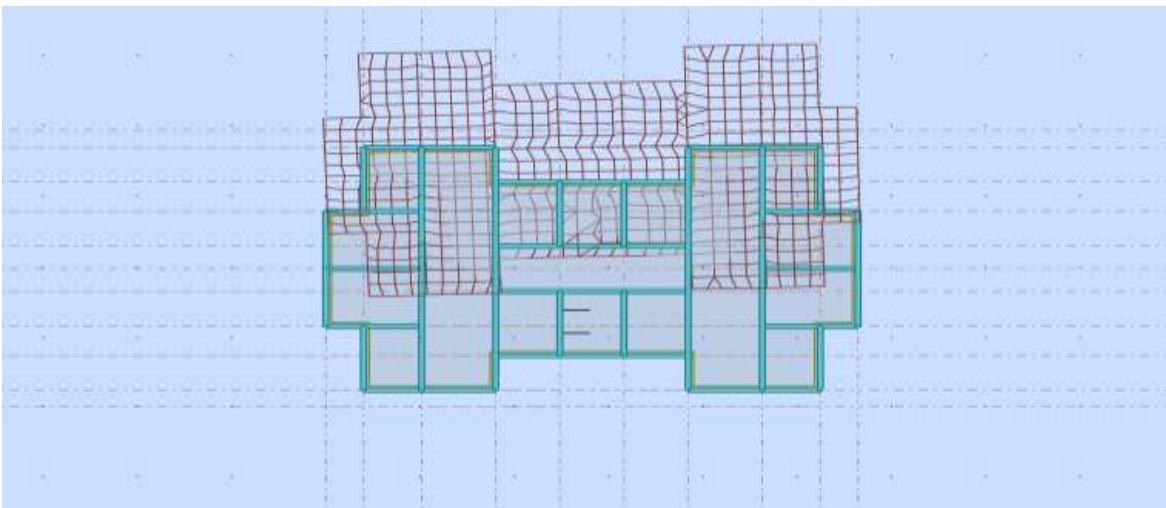
• Mode 1 :  $U_x=66.81\%$  et  $U_y=0.00\%$



**Figure V.3** : translation suivant x-x

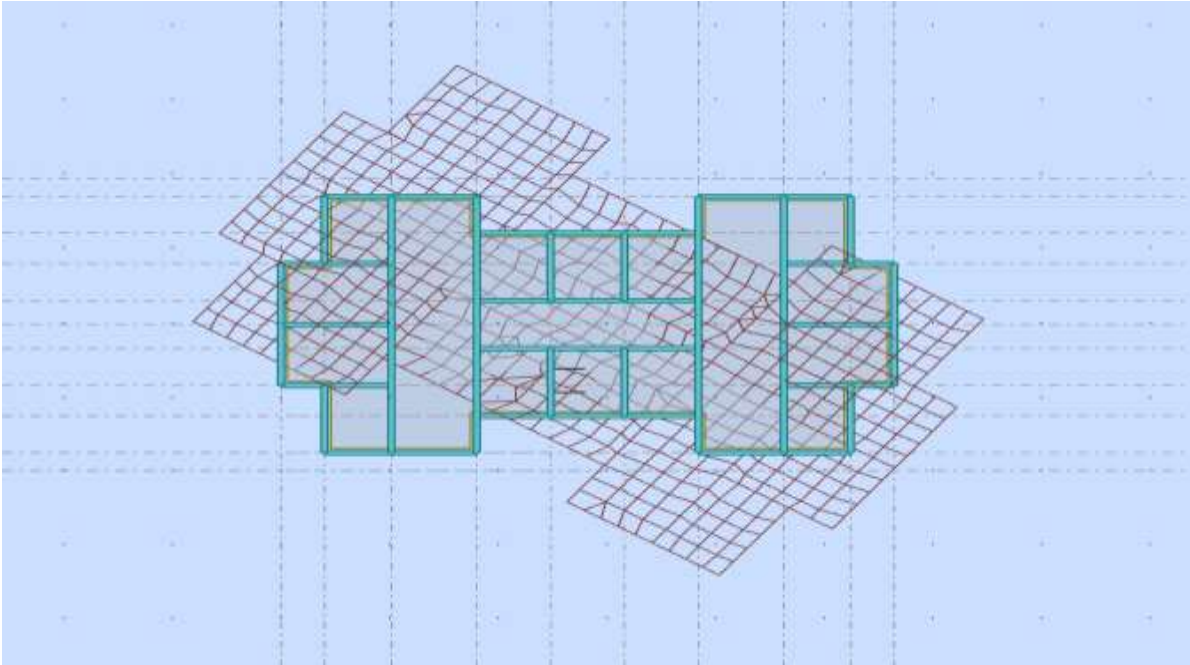
✓ Le deuxième mode représente une translation suivant y-y

• Mode 2 :  $U_x=0.00\%$  et  $U_y=66.23\%$



**Figure V.3 :** translation suivant y-y

- ✓ Le troisième mode représente une rotation suivant z-z
- Mode 3 :  $U_x=0.03$  et  $U_y=0.12$

**Figure V.5 :** rotation suivant z-z

## V .7.Vérification réglementaire:

### V .7.1.Calcul de la force sismique totale:

#### • Calcul de l'effort sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique  $V$  appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la Formule

$$V = \frac{A D Q W}{R}$$

L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} A : \text{Coefficient d'accélération de zone ;} \\ D : \text{Facteur d'amplification dynamique moyen ;} \\ W : \text{Poids total de la structure ;} \end{array} \right.$$

$R$  : Coefficient de comportement de la structure ;  $Q$  : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :



**A : Coefficient d'accélération** de zone, donné par le **tableau 4.1** suivant

la zonation sismique et le groupe d'usage du bâtiment

**Tableau V.2 : Coefficient d'accélération de zone A.**

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	<b>0,15</b>	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

{ Groupe d'usage : **groupe 2**  
 Zone sismique : **zone IIa** ⇒ **A = 0,15**

• **R : Coefficient de comportement** global de la structure : sa valeur est donnée par le **tableau 4.3** de l' **RPA 99/ version 2003**, en fonction du système de contreventement.

**Tableau V.3 : valeurs du coefficient de comportement R.**

Cat.	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé</b>	<b>5</b>
<b>1a</b>	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	<b>3,5</b>
<b>1b</b>	Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	<b>3,5</b>
<b>2</b>	Voiles porteurs	<b>3,5</b>
<b>3</b>	Noyau	
<b>4a</b>	Mixte portique/voiles avec interaction	<b>5</b>
<b>4b</b>	Portiques contreventés par des voiles	<b>4</b>
<b>5</b>	Console verticale à masse répartie	<b>2</b>
<b>6</b>	Pendule inverse	<b>2</b>

Alors : **R = 3.5**

• **D** : est un **facteur d'amplification** dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

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

Avec :

• **T<sub>2</sub>** : **période caractéristique** associée a la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7** de l'**RPA99/ version 2003** :

- Catégorie S1 (site rocheux).
- **Catégorie S2 (site ferme)**
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble)

Notre structure se situe dans un (**site ferme S2**).

**Tableau V.4:** Valeurs de T1 et T2.

Site	S1	S2	S3	S4
<b>T1 (sec)</b>	0,15	0,15	0,15	0,15
<b>T2 (sec)</b>	0,3	0,4	0,5	0,7

**T<sub>1</sub> (S2) = 0,15 sec**

**T<sub>2</sub> (S2) = 0,4 sec**

- **$\eta$**  : Le **coefficient d'amortissement** est donné par la formule :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$

**Tableau V.5:** Valeurs de  $\xi$  (%)

Remplissage	Portique	Voiles ou murs
-------------	----------	----------------

	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

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

Quant :  $\xi = 7\%$ , pour les portiques en B.A. avec Remplissage léger

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \Rightarrow \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,882 \geq 0,7$$

• **Estimation empirique de la période fondamentale :**

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left[ C_T h_N^{3/4}; T = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}} \right]$$

- ❖  $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).
- ❖  $C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau V.6.
- ❖ D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

**Tableau V.6 : Valeurs du coefficient  $C_T$**

Cas n°	Système de contreventement	CT
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en	0,07
2	maçonnerie Portiques auto stables en acier sans remplissage en	0,085
3	<b>maçonnerie Portiques auto stables en béton armé ou en acier</b>	0,050
	<b>avec remplissage en maçonnerie</b>	
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en	<b>0,050</b>

D'où :  $C_T = 0,05$

$$D_x = 28.22\text{m}$$

$$D_y = 17.26 \text{ m}$$

$$C_T = 0,05$$

$$h_N = 37.74\text{m}$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (35.28)^{3/4} \quad \text{implique que : } T = \mathbf{0,724 \text{ sec}}$$

✓ **Périodes :**

$$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$$

a) **Sens x-x :**

$$h_N = 37.74\text{m} ; D_x = 28.22\text{m}$$

$$T(x) = \frac{0,09 \times 37.74}{\sqrt{28.22}} = 0,64 \text{ sec}$$

b) **Sens y-y :**

$$h_N = 37.74\text{m}; D_y = 17.26 \text{ m}$$

$$T(y) = \frac{0,09 \times 37.74}{\sqrt{17.26}} = 0,82 \text{ sec}$$

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

$$T_x = \min (0,76 ; 0,64) \quad \rightarrow \quad T_x = 0,64 \text{ s}$$

$$T_y = \min (0,76 ; 0,82) \quad \rightarrow \quad T_y = 0,76 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } T_{\text{empirique}} = (T_x = 0,64 \text{ s et } T_y = 0,76 \text{ s})$$

• **Facteur d'Amplification D :**

$$\text{On a : } T_2(S_2) = 0,4 \text{ s}$$

$$\text{On adopte : } T_2 \leq T \leq 0 \Rightarrow D = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

a) **sens x-x :**

$$T_x = 0,64 \text{ s} , T_2 = 0,4 \text{ s} \Rightarrow D_x = \mathbf{1.613}$$

b) **sens y-y :**

$$T_y = 0,82 \text{ s}, T_2 = 0,4 \text{ s} \Rightarrow D_y = \mathbf{1.436}$$

• **Vérification de la période :** qui doit être  $1,3T_{\text{emp}} > T_{\text{dyn}}$

**Sens x-x :**

$$T_{\text{emp}} = 0,64 \text{ s} ; T_{\text{dyn}} = 0,80 \text{ s}$$

Selon **RPA 99 V 2003**, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-2-4-4) :

$$1,3 \times T_{emp} \geq T_{dyn} \Rightarrow 0,83 \text{ s} \geq 0,80 \text{ s} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens y-y :

$$T_{emp} = 0,76 \text{ s} ; T_{dyn} = 0,8 \text{ s}$$

Selon **RPA 99 V 2003**, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-2-4-4) :

$$1,3 \times T_{emp} \geq T_{dyn} \Rightarrow 0,99 \text{ s} \geq 0,8 \text{ s} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **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 du contrôle de la construction La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

**P<sub>q</sub>** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

**Tableau V.7** : critère q du facteur de qualité.

Critère ' q '	observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05
2- Redondance en plan	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôles d'exécution	Non	0,10

Alors :  $Q_x = Q_y = 1 + 0,30 = 1,30$

**Poids totale de la structure (w<sub>t</sub>)**

• **W** : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W<sub>i</sub> calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum w_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

**W<sub>Gi</sub>** : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes

solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : **coefficient** de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5** de l' **RPA99 version 2003**.

Dans notre cas,

- Pour les bâtiments d'habitation  $\beta = 0,20$ .

A partir du logiciel ROBOT le poids total de la structure est :

$$W = 75768.75 \text{ KN}$$

• **Calcul du V statique selon les deux directions (X ; Y).**

a) **Dans les sens X :**

$$V_x = \frac{A D Q W}{R} = \frac{0.15 * 1.613 * 1.30 * 75768.75}{3.5}$$

$$V_x = 6808.02$$

b) **Dans les sens Y :**

$$V_y = \frac{A D Q W}{R} = \frac{0.15 * 1.436 * 1.30 * 75768.75}{3.5}$$

$$V_y = 6060.15$$

• **Vérification du condition RPA version 2003:**

**Tableau V.8 :** Vérification de la résultante des forces.

Sens	$V_{statique}$ (kN)	$V_{dynamique}$ (kN)	$\frac{V_{dynamique}}{V_{statique}}$	$\frac{V_{dynamique}}{V_{statique}} \geq 0.8$
X	6808.02	6483.15	<b>0.95228128</b>	<b>Vérifier</b>
Y	6060.15	6154.55	<b>1.01557717</b>	<b>Vérifier</b>

### V.8 Vérification de l'effort Normal réduit:

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilise est la suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3 \quad \dots \dots \text{ RPA version 2003 (article 7.1.3.3)}$$

Tel que :

: effort normal réduit.

$B_c$ : section brute du poteau.

$f_{c28}$  : résistance caractéristique à la compression du béton en (MPa).  $N_d$  : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par **ROBOT**.

**Résumé des resultat :**

**Tableau V.9 :** vérification d'effort normal réduit.

Niveau	poteau	Section $B_c$ (mm <sup>2</sup> )	$f_{c28}$ (MPa)	$N_d$ (kN)	$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$	Observation
Sous-sol et RDC	50×50	250000	25	2406.18	0.3849888	<b>vérifier</b>
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	45×45	202500	25	1875.78	0.370524444	<b>vérifier</b>
3 et 4 <sup>ème</sup> étage	40×40	160000	25	1411.61	0.3529025	<b>vérifier</b>
5, 6 et 7 <sup>ème</sup> étage	35×35	122500	25	991.5	0.323755102	<b>vérifier</b>
8, 9 et 10 <sup>ème</sup> étage	30×30	90000	25	421.34	0.187262222	<b>vérifier</b>

### V.9. Vérification des déplacements :

On choisit les nœuds qui permettent les plus grands déplacements suivants les deux directions x, y (ces nœuds se trouvent dans la même verticale). D'après le **RPA99**, le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{eK}$$

$\delta_k$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$ .

R : Coefficient de comportement (R = 3.5).

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le RPA99 préconise que les déplacements relatifs inter-étages ne doivent pas dépasser les 1%  $h_e$ , ( $h_e$  est la hauteur libre de l'étage considéré). Il faut vérifier que :

$$\Delta_k \leq \delta$$

$\delta$  : Déplacement admissible (égale à 0,01  $h_e$ ).

Les déplacements maximaux sont calculés sous  $F_i$  et les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Sens x-x

Tableau V.10 : Vérification des déplacements. (Sens x-x).

niveau	R	$\delta_{ek}(\text{cm})$	$\Delta K$ cm	1% H étage	"observation"
10	3.5	8.7	0.8	3.06	vérifier
9	3.5	7.9	0.8	3.06	vérifier
8	3.5	7.1	0.8	3.06	vérifier
7	3.5	6.3	0.9	3.06	vérifier
6	3.5	5.4	0.9	3.06	vérifier
5	3.5	4.5	0.8	3.06	vérifier
4	3.5	3.7	0.9	3.06	vérifier
3	3.5	2.8	0.8	3.06	vérifier
2	3.5	2	0.7	3.06	vérifier
1	3.5	1.3	0.2	3.06	vérifier
RDC	3.5	1.1	1.1	4.08	vérifier
dep max x			1.1	4.08	vérifier

Sens y-y

Tableau V.11 : Vérification des déplacements. (Sens y-y).

niveau	R	$\delta_{ek}(\text{cm})$	$\delta K$ cm	$\Delta K$ cm	1% H étage	"observation"
10	3,5	7,2	25,2	2,45	3,06	vérifier
9	3,5	6,5	22,75	2,45	3,06	vérifier
8	3,5	5,8	20,3	2,45	3,06	vérifier
7	3,5	5,1	17,85	2,45	3,06	vérifier
6	3,5	4,4	15,4	2,8	3,06	vérifier
5	3,5	3,6	12,6	2,45	3,06	vérifier
4	3,5	2,9	10,15	2,45	3,06	vérifier
3	3,5	2,2	7,7	2,1	3,06	vérifier



<b>2</b>	3,5	1,6	5,6	1,75	3,06	<b>vérifier</b>
<b>1</b>	3,5	1,1	3,85	1,75	3,06	<b>vérifier</b>
<b>RDC</b>	3,5	0,6	2,1	2,1	4,08	<b>vérifier</b>
<b>dep max x</b>				2,8	3,06	<b>vérifier</b>

### V.10. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

$P_K$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «K»

$V_K$  : effort tranchant d'étage au niveau « K »

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau « K-1 »

$h_k$  : hauteur d'étage « K »

**Tableau V.12** : Vérification à l'effet P-Δ.

Etage	$P_k$ (kN)	$V_{kx}$ (kN)	$V_{ky}$ (kN)	$\Delta_{Kx}$ (cm)	$\Delta_{Ky}$ (cm)	H étage (cm)	$\theta_x$	$\theta_y$	$\theta_x \leq 0,1$	$\theta_y \leq 0,1$
<b>Terrasse</b>	4066,77	695,66	734,18	0,833	0,913	306	0,0072	0,0074	<b>vérifier</b>	<b>vérifier</b>
<b>9</b>	5901,44	1528,69	1648,07	0,624	0,692	306	0,0056	0,0057	<b>vérifier</b>	<b>vérifier</b>
<b>8</b>	5901,44	2152,32	2339,68	0,494	0,550	306	0,0036	0,0037	<b>vérifier</b>	<b>vérifier</b>
<b>7</b>	6015,87	2646,6	2889,46	0,426	0,469	306	0,0027	0,0027	<b>vérifier</b>	<b>vérifier</b>
<b>6</b>	6015,87	3072,11	3358,07	0,379	0,414	306	0,0022	0,0022	<b>vérifier</b>	<b>vérifier</b>
<b>5</b>	6015,87	3450,82	3771,67	0,339	0,368	306	0,0018	0,0017	<b>vérifier</b>	<b>vérifier</b>
<b>4</b>	6147,91	3789,32	4139,53	0,301	0,323	306	0,0015	0,0015	<b>vérifier</b>	<b>vérifier</b>
<b>3</b>	6147,91	4090,38	4462,85	0,273	0,288	306	0,0013	0,0012	<b>vérifier</b>	<b>vérifier</b>
<b>2</b>	6297,54	4363,74	4751,32	0,235	0,248	306	0,0011	0,0010	<b>vérifier</b>	<b>vérifier</b>

<b>1</b>	6297,54	4598,65	4998,88	0,178	0,192	306	0,0008	0,0008	<b>vérifier</b>	<b>vérifier</b>
<b>RDC</b>	7131,09	4776,52	5190,9	0,052	0,060	408	0,0002	0,0002	<b>vérifier</b>	<b>vérifier</b>

On remarque que la condition  $\theta \leq 0,1$  est satisfaite, donc l'effet **P- $\Delta$**  n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2<sup>o</sup> ordre peuvent être négligés.

### **V.11.Conclusion :**

Dans cette étude sismique le logiciel **ROBOBAT** est utilisé pour modéliser la structure, et pour nous facilite l'étude dynamique. Plusieurs tentatives sur la disposition adéquate des murs voiles et sur l'augmentation des éléments structuraux a été fait pour assurer la stabilité de la structure, en prenant en considération les critères de résistance et les critères économiques, ainsi nous avons pu satisfaire les conditions exigées par le **RPA99/2003** (comme la vérification de la période, le comportement de la structure, l'effort normal réduit, l'effet P- $\Delta$  et le déplacement), ce qui nous permet à effectuer les calculs des éléments structuraux

*Chapitre VI*  
*Etude de portique*

## VI.1. Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée par un système mixte voiles-portique dont les éléments Verticaux sont constitués de (poteaux-voiles) et horizontaux (poutres) L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

## VI .2.Définition :

Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres Permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

Voile :

Ce sont des éléments verticaux dont la longueur est nettement supérieure à l'épaisseur

$h \geq (4 \times e)$  qui sont utilisés pour reprendre les efforts horizontaux dus au séisme.

Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

## VI .3 Ferrailage des portiques :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont à considérer sont les suivantes :

- **G** : Charge permanents.
- **Q** : Charge d'exploitation.
- **E** : Efforts sismiques.

### VI .3.1.Combinaisons d'action :

➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [CBA93] :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$  Etat limite ultime
- $G+Q \rightarrow$  Etat limite service

➤ Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

- $0,8 \times G \pm E$
- $G + Q \pm E$

#### VI.4. Etude des poutres :

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel Robot.

##### VI.4.1. Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : (30 × 40)
- Poutres secondaires : (30 × 35)

##### a) Ferrailages réglementaires :

##### 1) Recommandation du R.P.A.99 (version 2003)[ART 7. 5. 2. 1] :

➤ Armature longitudinale :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, donc :

- Armatures minimales :  $0.5\% \times B$  en zone IIa.
- Armatures maximale  $\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$
- Longueur de recouvrement est de :  $40\varnothing$  en zone IIa.

Avec : B : Section de la poutre

➤ Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par

$$A_{tmin} = 0,003 \times S \times b \text{ RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2].}$$

Avec :

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left( \frac{h}{2} ; 12\varnothing \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

**2) Règlement BAEL91 : [BAEL91r99/Article 6 – 4. 2]**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{pour les armatures tendues}$$

- b) La sollicitation des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donnés par le logiciel "ROBOT" ; on obtient les résultats suivants

**Tableau VI.1.** Tableau récapitulatif des moments fléchissant [KN. m] et efforts tranchants

	Poutre principale			Poutre secondaire		
Section	(30×40)cm <sup>2</sup>			(30×35)cm <sup>2</sup>		
Sollicitation	M <sub>t</sub> [KN. ml]	M <sub>a</sub> [KN. ml]	T [KN]	M <sub>t</sub> [KN. ml]	M <sub>a</sub> [KN. ml]	T [KN]
Etat limite ultime	80.77	-143.16	122.28	59.01	-67.40	198.16
Etat limite service	59.13	-104.87		43.17	-49.35	
Situation accidentelle	120.15	-176.10		136.61	-117.3	

- Armatures longitudinales :

**1) Condition imposées par le RPA99/V2003 :**

- ❖ Poutre principale : = 0,005 x 30 x 40 = 6 cm<sup>2</sup>
- ❖ Poutre secondaire : = 0,005 x 30 x 35 = 5,25 cm<sup>2</sup>

**2) Condition imposées le BAEL91 :**

**- Poutre principale :**

- h = 40 cm ; b = 30 cm
- d = 0.9h/10 = 36cm

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 36 = 1,30 \text{ cm}^2$$

**- Poutre secondaire :**

- $h = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ;$
- $d = 0.9h/10 = 31.5 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 31.5 = 1,14 \text{ cm}^2$$

**3) Exemple de calcul : Poutres principales (30×40)<sup>2</sup>**

A. En travée :

**Situation durable et transitoire :  $\sigma_b \times b \times d^2$** 

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t = 80,77 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{80770}{14.2 \cdot 30 \cdot 36^2}$$

$$\mu = 0,146 < \mu_L = 0,392 (\text{Acier FeE400}) \rightarrow \text{n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma = f_e / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,198$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,921$$

- Détermination des armatures :

$$- A_T^U = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{80770}{348 \cdot 0.935 \cdot 36} = 7 \text{ cm}^2$$

- Situation accidentelle :

➤ ACC :

$$M^{acc} = 120.15 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{120150}{14.2 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0.218$$

$\mu = 0,218 < \mu_l = 0,392$ (Acier FeE400)  $\rightarrow$  A' n'existe pas et

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = 400/1 = 400 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2*0.218}) = 0.311$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,87$$

- Détermination des armatures

$$A_T^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{120150}{400 * 0.924 * 36} = 9.52 \text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{142160}{14.2 * 30 * 36^2} = 0.257$$

$\mu = 0,257 < \mu_L = 0,392$ (Acier FeE400)  $\rightarrow$  n'existe pas et  $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\sigma_s = 400/1.5 = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2*0.257}) = 0,379$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,85$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^U = \frac{M_a^u}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{143160}{348 * 0.876 * 36} = 13.44 \text{cm}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{acc}) \Rightarrow A_t = 9,52 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 3T14+3T16  $\Rightarrow A_t = 10.65 \text{ cm}^2$

➤ Etat limite service :

**L'état limite de service (ELS):**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$



Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

$$\gamma = \frac{80770}{59130} = 1,37$$

$$\alpha = 0,163 \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{30}{100} = 0,485$$

Donc Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

### B. En appuis :

- **Etat limite ultime (E.L.U):**

$$M_a^u = -143,16 \text{ KN}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

- Situation accidentelle :

➤ ACC :

$$M^{acc} = -176,1 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{176100}{14,2 * 30 * 36^2} = 0,32$$

$\mu = 0,32 < \mu_l = 0,392$  (Acier FeE400)  $\rightarrow$  A' n'existe pas et

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = 400/1 = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,5$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,8$$

- Détermination des armatures :

$$- A_a^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{176100}{400 * 0,8 * 36} = 15,27$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{acc}) \Rightarrow A_a = 15,27 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures : 6T18  $\Rightarrow A_a = 15,27 \text{ cm}^2$

### L'état limite de service (ELS):

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

$$\gamma = \frac{143160}{104870} = 1,37$$

$$\alpha = 0.198 \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.435$$

donc Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

La vérification du ferrailage :

Section minimale (RPA) :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 40 \text{ cm}$

- $A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \cdot 30 \cdot 40 = 6 \text{ cm}^2$ .

- Section maximale (RPA) :

- $A_{max} = 4\% \cdot b \cdot h = 4\% \cdot 30 \cdot 40 = 48 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Zone courante.

- $A_{max} = 6\% \cdot b \cdot h = 6\% \cdot 30 \cdot 40 = 72 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Zone de recouvrement.

- La section d'armature sur appuis :

- $A_s = 6T18 = 15,27 \text{ cm}^2$

$\rightarrow 15,27 \text{ cm}^2 < 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$

- La Condition de non fragilité :

- $A_{min} = 0,23 \cdot (f_{t28} \cdot b \cdot d) / f_e = 1,49 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$

La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :

La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration préjudiciable :

- $\tau_u = \min [0,15 \cdot (f_{c28} / \gamma_b) , 4 \text{ Mpa}] = 2.5 \text{ Mpa}$ .

Soit l'effort tranchant maximum est :  $T_{max} = 122.28 \text{ KN}$ .

- $\tau_u = T_{max} / (b \cdot d) = 1,13 \text{ Mpa} < \tau_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (CV)$

**Ferrailage transversale :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24

( $f_e = 235 \text{ MPa}$ ).

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

❖ Selon le CBA 93 (page 40)

$$\left[ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } K = 1 \quad \text{pas de reprise de betonage} \\ S_t \leq \min \{ 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_o}{10} \right)$$

❖ Selon le RPA 99

$$\left[ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_l \right) \quad \text{zonenodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$\phi_l$  : diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t$ : diamètre minimum des armatures transversales.

### • Application

$$\tau_u = 1,275 \text{ Mpa}$$

Choix du diamètre :

- $\phi_t \leq \min [ h/35 ; b/10 ; \phi_l ]$
- $\phi_t \leq \min [ 1,14 ; 3 ; 1,4 ] = 1,4 \text{ mm.}$

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

Espacement entre les cadres :

- $St \leq \min(0.9 * d ; 40cm) = 32.4 \text{ cm}$
- $\frac{At*fe}{b*St} \geq \max \left( \frac{\tau u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) \rightarrow At = 1, 48 \text{ cm}$

Soit : = **4T8 = 2, 01 cm<sup>2</sup>**

Espacement d'après B.A.E.L :

- $St1 \leq \min(0.9 * d ; 40cm) = 32.4 \text{ cm}$
- $St2 \leq \frac{At*fe}{0.4*b} = \frac{2.01*400}{0.4*30} = 67 \text{ cm.}$

Donc :  $St \leq \min[St1 , St2 ] = 32,4 \text{ cm.}$

Espacement exigé par RPA :

En zone nodale :  $St \leq \min (h/4; 12\phi) = 10 \text{ cm}$

En zone courante :  $St \leq h/2 = 22,5 \text{ cm}$  Donc on adopte :

- $St = 10 \text{ cm}$  ... .. **en zone nodale**
- $St = 15 \text{ cm}$  ... .. **en zone courante**

La section minimale des armatures transversales selon le RPA99 :

- $Atmin = 0.003 * St * b = 0.9cm^2$
- $Atmin = 0.9cm^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2$  . N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

→ Recouvrement des armatures longitudinales :

D'après l'RPA99V2003 la longueur minimal de recouvrement dans la zone II est de **40Ø**  
poutre longitudinal : **40Ø = 72** Avec :  $\phi = 18 \text{ mm.}$

Tableau VI.2: Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires.

Type des poutres		$A_{min}[cm^2]$		$A_{cal}$ [ $cm^2$ ]	Barres choisies	$A_{cor}$ $r$ [ $cm^2$ ]	Recouvrement [ $cm^2$ ]
		B.A.E.L	R.P.A				
Poutres Principales (30×40)	Travées	1,49	6	9.0	3T14+3T16	10.65	72
	Appuis			13.18	6T18	15.27	72
Poutres Secondaires (30×30)	Travées	1,3	5,25	12.3	3T16+3T18	13.67	72
	Appuis			10.4	3T14+3T16	10.65	72

Schéma de ferrailage des poutres:

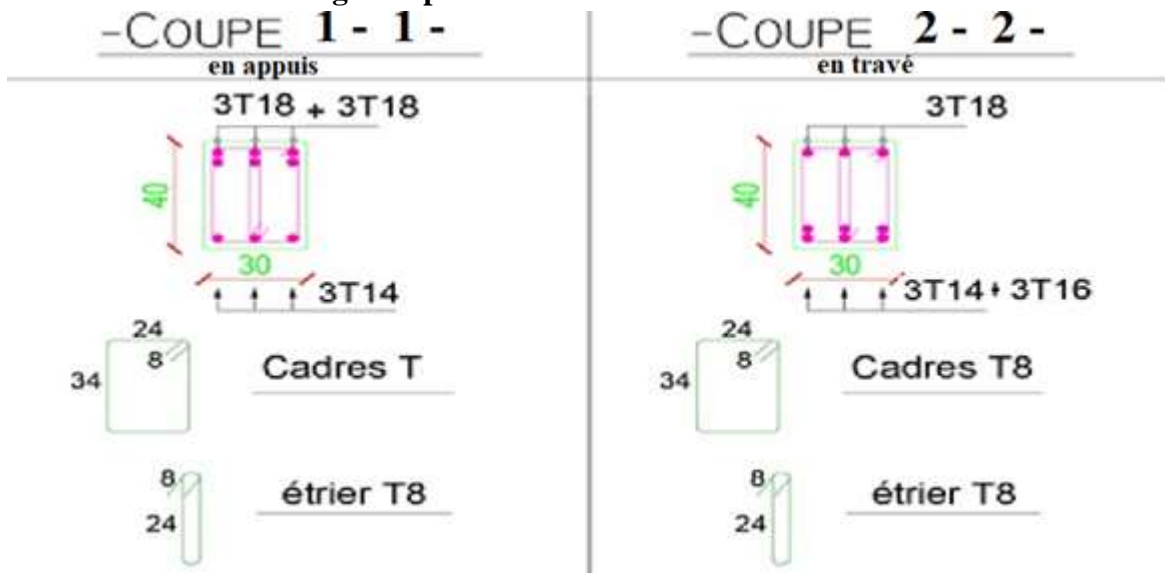


Figure VI.1 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

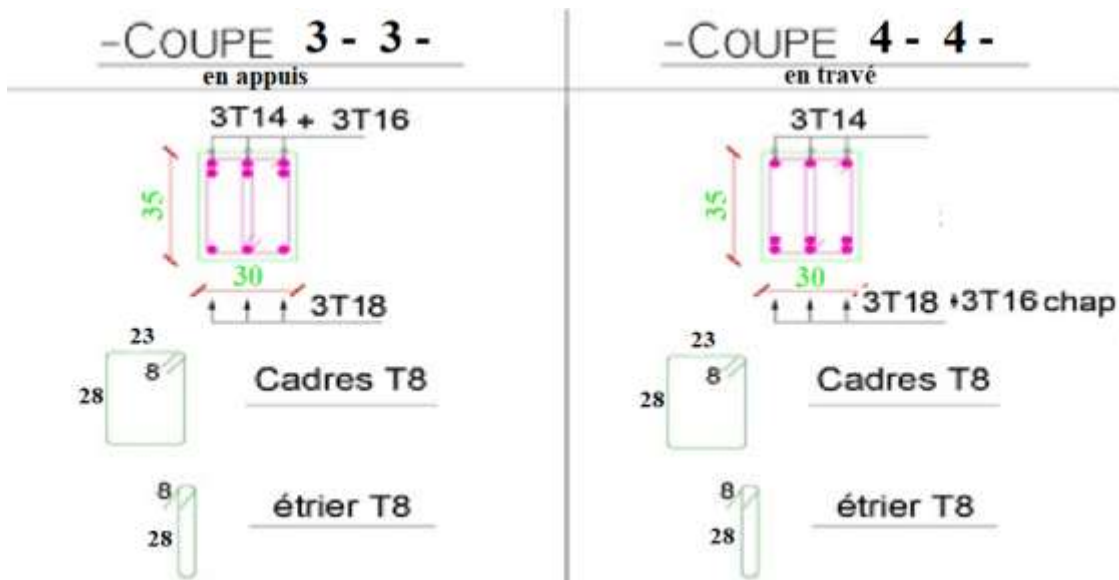


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires

**VI .5.Etude des poteaux :**

➤ Leurs rôles :

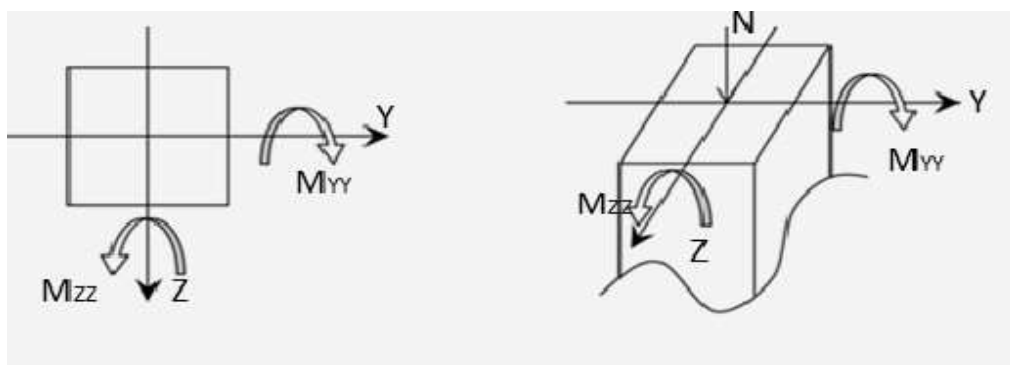
Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau)

Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts Horizontaux :

- Effet du vent
- Effet de la dissymétrie des charges
- Effet de changement de la température
- Effet des efforts sismiques

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal(N) et à deux moments fléchissant ( $M_y$ -y,  $M_z$ -z)

Figure VI.3 : Sollicitation sur les poteaux.



Une section soumise à la flexion composée peut être:

- Une section partiellement comprimée (s.p.c)
- Une section entièrement comprimée (s.e.c).
- Une section entièrement tendue (s.e.t).

❖ Section partiellement comprimée:

Une section partiellement comprimée si:

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal N) se trouve à l'extérieur des armatures si l'effort normal est un effort de traction.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section si l'effort normal est un effort de compression si l'effort de compression se trouve à l'intérieur de la section; alors il faut vérifier:

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c') \geq N'(d - c') - M_1$$

### VI .5.1.Ferraillage des poteaux :

a) Ferraillage réglementaire :

#### 1) Recommandation du R.P.A99 version 2003 [ART 7.4.2.1] :

➤ Armatures longitudinales :

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

- Leur pourcentage minimale sera de : 0,8% en (zone Iia)
- Leur pourcentage maximal sera de  
4% en zone courante.  
6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est 12mm.
- La longueur minimale du recouvrement est de  
40  $\Phi$  en (zone Iia).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  
25cm en (zone Iia)
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique).
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la

zone nodale sont :

$$L' = 2h$$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm} \right)$$

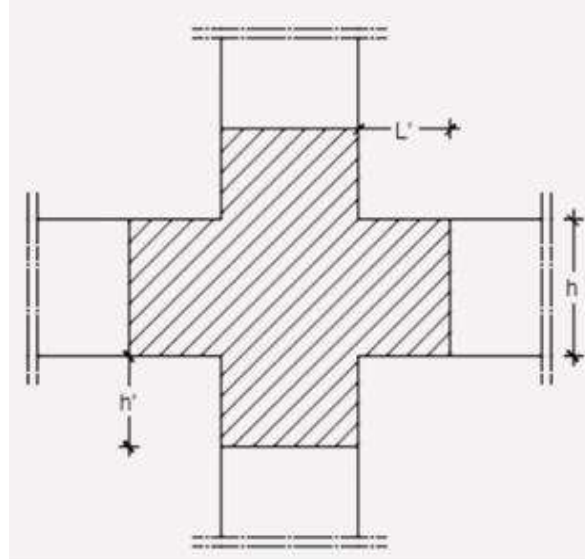


Figure VI.4 : zone nodale [RPA99/2003.Figure.7.2]

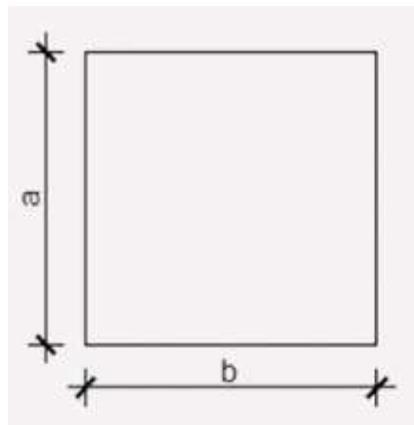


Figure VI.5 : section de calcul du poteau

Avec :

$h$  = la hauteur de la poutre  $b$  et  $a$

dimension du poteau

$h_e$  : La hauteur libre entre deux niveaux.

➤ Armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{\delta} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e} \text{ [RPA99/7.4.2.2]}$$

Avec :

*Etude d'un bâtiment (SS+RDC+10étages) d'usage d'habitation*



$T_u$  : Effort tranchant ultime

$a$  : Hauteur totale de la section brute

$f_e$  : Limite élastique des armatures transversales et

$\rho_a$  : Coefficient dépendant de l'élançement géométrique

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{si } \lambda \geq 5 \quad \Rightarrow \lambda = \frac{L_f}{a}$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{si } \lambda \leq 5$$

$\delta_t$  : Espacement des armatures transversales qui peut déterminer comme suit :

Zone nodale :  $\delta < \min(10\phi_L ; 15\text{cm})$ .....(Zone IIa)

Zone courante :  $\delta_t < 15\phi_L$ ..... (Zone IIa)

$\phi_L$  : diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

❖ Section minimale des armatures transversales

➤ Armatures transversale [BAEL91/A.8.1.3]

Le diamètre minimal des armatures transversales :

Et l'espacement : = **min (15 $\phi_L$  min ; 40cm ; (b+10) cm)**

$b$  : plus petite dimension de la section transversale du poteau et

$\phi_{Lmin}$  : Plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaires à la résistance dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir au minimum trois Cours des armatures transversales.

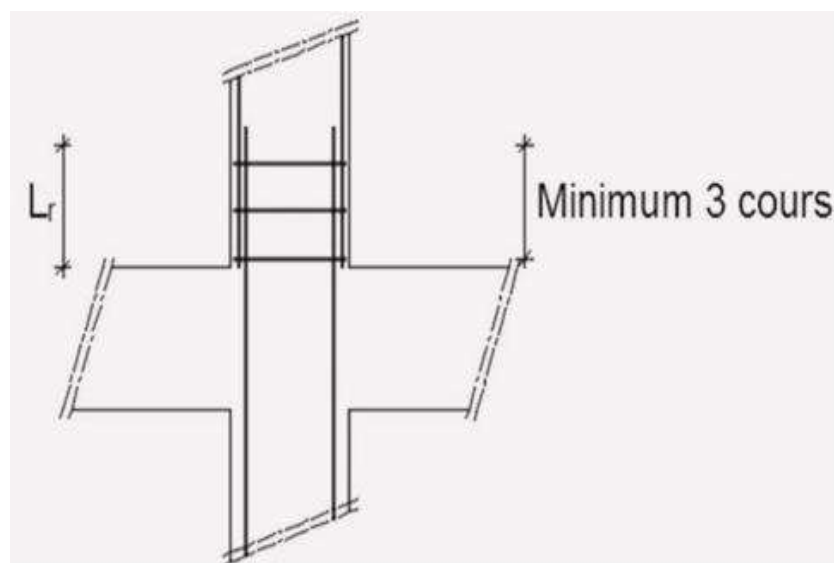


Figure VI.6 : Armatures transversales dans la zone de recouvrement

**Tableau VI.3** : Tableau récapitulatif des moments fléchissant, Poteaux plus sollicités.

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M [KN.m]
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage	30*30	$N_{\max} - M_{\text{cor}}$	421.34	0.83
		$N_{\min} - M_{\text{cor}}$	174.22	11.77
		$M_{\max} - N_{\text{cor}}$	55.74	43.56
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	35*35	$N_{\max} - M_{\text{cor}}$	991.5	2.05
		$N_{\min} - M_{\text{cor}}$	189.03	26.29
		$M_{\max} - N_{\text{cor}}$	119.81	91.13
3 <sup>ème</sup> étage et 4 <sup>ème</sup> étage	40*40	$N_{\max} - M_{\text{cor}}$	1411.61	7.96
		$N_{\min} - M_{\text{cor}}$	440.79	27.97
		$M_{\max} - N_{\text{cor}}$	307.86	107.57
1 <sup>er</sup> étage et 2 <sup>ème</sup> étage	45*45	$N_{\max} - M_{\text{cor}}$	1975.78	2.57
		$N_{\min} - M_{\text{cor}}$	857.56	26.68
		$M_{\max} - N_{\text{cor}}$	517.67	65.00
Sous-sol et RDC	50*50	$N_{\max} - M_{\text{cor}}$	2406.18	5.87
		$N_{\min} - M_{\text{cor}}$	1629.68	5.78
		$M_{\max} - N_{\text{cor}}$	1451.45	103.72

Tableau VI.4 : Ferrailage des poteaux avec les efforts les plus défavorables

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M [KN.m]	$A_s$ cal	$A_s$ min BAEL	$A_s$ min RPA	$A_s$ adop	A adopté
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage	30*30	$N_{max} - M_{cor}$	421.34	0.83	0	1,8	7,2	4T16	8,04
		$N_{min} - M_{cor}$	174.22	11.77	0				
		$M_{max} - N_{cor}$	55.74	43.56	0				
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	35*35	$N_{max} - M_{cor}$	991.5	2.05	0	2,45	9,8	4T14 + 4T12	10,67
		$N_{min} - M_{cor}$	189.03	26.29	0				
		$M_{max} - N_{cor}$	119.81	91.13	0				
3 <sup>ème</sup> étage et 4 <sup>ème</sup> étage	40*40	$N_{max} - M_{cor}$	1411.6 1	7.96	0	3,2	12,5	4T16 + 4T12	12,56
		$N_{min} - M_{cor}$	440.79	27.97	0				
		$M_{max} - N_{cor}$	307.86	107.57	0				
1 <sup>er</sup> étage et 2 <sup>ème</sup> étage	45*45	$N_{max} - M_{cor}$	1975.7 8	2.57	0	4,05	16,2	4T20 + 4T14	18,73
		$N_{min} - M_{cor}$	857.56	26.68	0				
		$M_{max} - N_{cor}$	517.67	65.00	0				
Sous- sol et RDC	50*50	$N_{max} - M_{cor}$	2406.1 8	5.87	0	5	20	4T20 + 4T16	20,60
		$N_{min} - M_{cor}$	1629.6 8	5.78	0				
		$M_{max} - N_{cor}$	1451.4 5	103.72	0				

## Vérification a L'ELU :

a) Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003] :

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets aux extrémités.

- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton en zone IIa sont résumés dans le tableau ci-dessous:

**Tableau VI.5** : Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.

Section des poteaux [ ]	% minimal d'armatures	% maximal d'armatures	
	<b>A<sub>min</sub> = 0.8% . bh [cm<sup>2</sup>]</b>	Zone courante <b>A<sub>max</sub> = 4% . bh [cm<sup>2</sup>]</b>	Zone de recouvrement <b>A<sub>max</sub> = 6% . bh [cm<sup>2</sup>]</b>
30*30	7.2	36	54
35*35	9.8	49	73.5
40*40	12.8	64	96
45*45	16.2	81	121.5
50*50	20	100	150

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de:  $40\phi$  en zone II
  - ✓ poteaux (50×50) :  $L_r = 40 \times 1.6 = 64$  cm.
  - ✓ Poteaux (45×45) :  $L_r = 40 \times 1.4 = 56$  cm.
  - ✓ Poteaux (40×40) :  $L_r = 40 \times 1.4 = 56$  cm
  - ✓ Poteaux (35×35) :  $L_r = 40 \times 1.2 = 48$  cm.
  - ✓ Poteaux (30×30) :  $L_r = 40 \times 1.2 = 48$  cm.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau  $\leq 25$  cm.
- Délimitation de la zone nodale  $h' = \max \left\{ \frac{H_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right\}$ ,  $L' = 2 \times h$
- Avec :
  - **h<sub>e</sub>** : Hauteur de l'étage, elle est de 3.06m pour tous les étages et de 4.08m pour rdc
  - (**b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>**): dimensions du poteau
  - h : hauteur de la poutre.
    - ✓ poteaux (50×50) :  $h' = 60$ cm. Pour sous\_sol
    - ✓ poteaux (50×50) :  $h' = 70$ cm.pour RDC
    - ✓ Poteaux (45×45) :  $h' = 60$ cm.
    - ✓ Poteaux (40×40) :  $h' = 60$ cm.
    - ✓ Poteaux (35×35) :  $h' = 60$  cm.
    - ✓ Poteaux (35×35) :  $h' = 60$  cm.

Poutre principale :  $L' = 2 \times 40 = 80$ cm.

Poutre secondaire :  $L' = 2 \times 35 = 70$ cm.

b. Armatures transversales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003]

- Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiée 99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ donc } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :  $\varnothing_l$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section : **At = 2.01cm<sup>2</sup> = 4HA8.**

- Espacement des armatures transversales : Les armatures transversales sont calculées selon la relation suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_e} \dots\dots\dots [\text{Formule 7.1 du RPA 99 / version 2003}].$$

Avec :

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

$$\lambda_g \geq 5 \quad \rho_a = 2.5$$

$$\lambda_g < 5 \quad \rho_a = 3.5$$

Calcul de l'élançement géométrique du poteau " λ<sub>g</sub> " :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec:

- **L<sub>f</sub>** : Longueur de flambement (**L<sub>f</sub> = 0.7\*L<sub>0</sub>**).
- **L<sub>0</sub>** : Hauteur libre du poteau.
- **h et b** : dimension de la section droite du poteau.

**Tableau VI.6 :** Coefficients correcteurs " $\rho_a$ " en fonction de l'élanement géométrique du poteau " $\lambda_g$ ".

Poteaux	hauteur libre du poteau	Lf/h	$\rho_a$
<b>30*30</b>	306	7,14	2,5
<b>35*35</b>	306	6,12	2,5
<b>40*40</b>	306	5,355	2,5
<b>45*45</b>	306	4,76	3,5
<b>50*50 rdc</b>	408	5,712	2,5
<b>50*50</b>	306	4,284	3,5

**St** : Espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée par la formule [7.1 du RPA 99 / version 2003].

- Calcul de l'espacement des armatures transversales par la formule (7.1) :

$$S_t = \frac{A_t * h_1 * f_e}{P_a * V_u}$$

Avec :

**At** : Section d'armatures transversales elle est égale à **At = 2.01cm<sup>2</sup>**

**Vu** : Effort tranchant max

Par ailleurs, les armatures transversales doivent respecter l'espacement maximal suivant :

En zone II l'espacement est fixé comme suit :

- Dans la zone nodale : **St** ≤ min (10∅ ; 15 cm)
- ✓ **St** ≤ Min (10× 1.2; 15 cm) , **St = 12cm.**
- Dans la zone courante : **St** ≤ 15∅
- ✓ **St** ≤ (15× 1.2) = 18 cm, **St = 18cm**

Avec : ∅ : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau. Les espacements des armatures transversales sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.7 :** Espacement des armatures transversales.

Poteaux	Vu	$\rho_a$	St calculé [cm]	St max [cm]		St choisit [cm]	
				Zone courante	Zone nodale	Zone courante	Zone nodale
<b>30*30</b>	58,16	2,5	16,5887208	18	12	18	12
<b>35*35</b>	78,21	2,5	14,3920215	18	12	18	12
<b>40*40</b>	82,85	2,5	15,5268558	18	12	18	12
<b>45*45</b>	81,85	3,5	12,6293743	18	12	18	12
<b>50*50</b>	70,17	2,5	16,3684114	18	12	18	12

- Vérification de la quantité d’armatures :

La quantité minimale d’armatures transversales est donnée comme suit :

$A_t \text{ min} = 0.3 \% \times St \times b \dots\dots\dots$  Si:  $\lambda g \geq 5$

Interpoler entre les valeurs limites .....Si :  $3 < \lambda g < 5$

**Tableau VI.8 :** Quantité minimale d’armatures transversales.

Poteaux	At max (cm <sup>2</sup> )		A adopté(cm <sup>2</sup> )	Observation	
	Zone courante	Zone nodale		Zone courante	Zone nodale
<b>30*30</b>	1.62	1.08	2.01	CV	CV
<b>35*35</b>	1.89	1.26	2.01	CV	CV
<b>40*40</b>	2.01	1.44	2.01	CV	CV
<b>45*45</b>	2.43	1.62	2.01	CNV	CV
<b>50*50</b>	2.7	1.80	2.01	CNV	CV

- ✓ Les armatures transversales des poteaux (50×50) et (45×45) seront composées de 2 cardes Ø10 ;  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$
- ✓ Les armatures transversales des poteaux (40×40), (35×35) et (30×30) seront composées de 2 cardes Ø8  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

Vérification au cisaillement:

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite  $\bar{\tau}_{bu}$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_{bu}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \min\left(\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}\right); 5 \text{ Mpa}\right)$$

**Tableau VI.9 : Vérification des contraintes tangentielles.**

Poteaux	$V_u$	$\tau_{bu}$	$\bar{\tau}_{bu}$	observations
<b>30*30</b>	58,16	0.736	4	Cv
<b>35*35</b>	78,21	0.709	4	Cv
<b>40*40</b>	82,85	0.575	4	Cv
<b>45*45</b>	81,85	0.45	4	Cv
<b>50*50</b>	70,17	0.31	4	Cv

. **Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221) :**

- ✓ Pour le  $\emptyset 16 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.}$
- ✓ Pour le  $\emptyset 14 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$
- ✓ Pour le  $\emptyset 12 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$

**V.II.2.3. Vérifications à L'ELS :**

**a. Condition de non fragilité :**

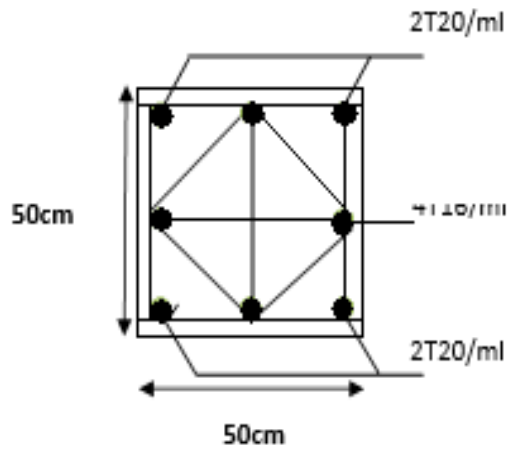
La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :



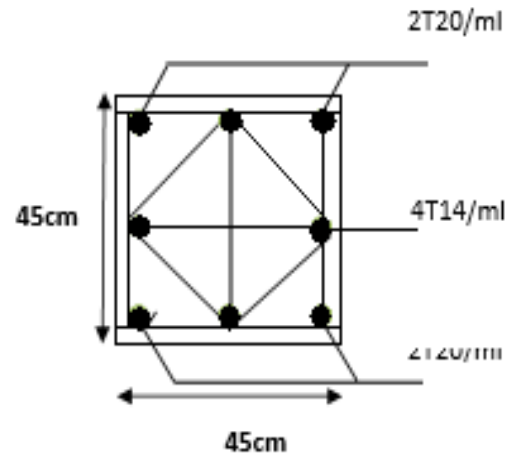
Tableau VI.10 : Vérification de la condition de non fragilité.

Niveau	Section	Ns [KN]	Ms [KN.m]	$e_s$	$A_{s\ min}$	A adopté	observations
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage	30*30	309.31	0.59	0,002	2,750	8,04	Condition vérifiée
		70.25	2.96	0,042	2,763		
		40.14	31.91	0,795	3,058		
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	35*35	726.40	1.49	0,002	3,743	10,67	Condition vérifiée
		89.89	1.68	0,019	3,749		
		198.28	38.31	0,193	3,818		
3 <sup>ème</sup> étage et 4 <sup>ème</sup> étage	40*40	1033.81	1.86	0,002	4,888	12,56	Condition vérifiée
		72.30	2.15	0,030	4,900		
		37.97	37.97	1,000	5,400		
1 <sup>er</sup> étage et 2 <sup>ème</sup> étage	45*45	1373.81	1.63	0,001	6,186	18,73	Condition vérifiée
		115.73	2.43	0,021	6,196		
		418.49	37.97	0,091	6,231		
Sous-sol et RDC	50*50	1761.8	0.12	0,000	7,637	20,60	Condition vérifiée
		169.85	1.99	0,012	7,643		
		957.49	25.52	0,027	7,651		

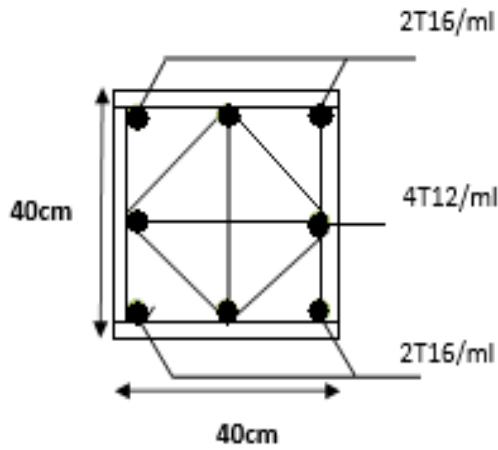
Poteau 50×50



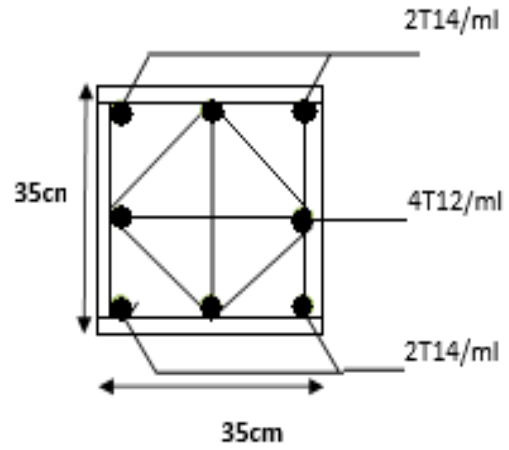
Poteau 45×45



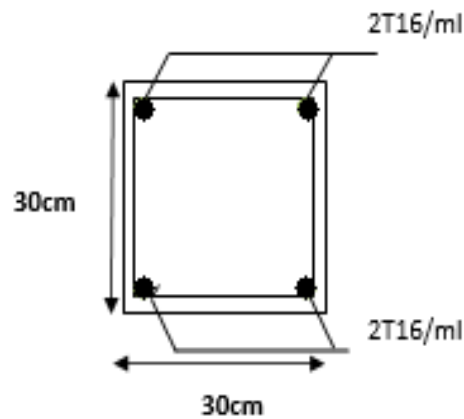
Poteau 40×40



Poteau 35×35



Poteau 30×30



*Chapitre VII*  
***ETUDE DES VOILES***

## VII .1.Introduction :

Le **RPA99version 2003(Art.3.4. A.1.a)** exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m d'hauteur dans la **zone IIa** (moyenne sismicité). Dans cette structure, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol, Ils sont considérés comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés
- Voiles courts avec \_

Ils sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- ✓ Flexion.
- ✓ Flexion par effort tranchant.
- ✓ Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus, on doit respecter les modalités suivantes :

Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

## VII.2. Recommandation du RPA99 version 2003:

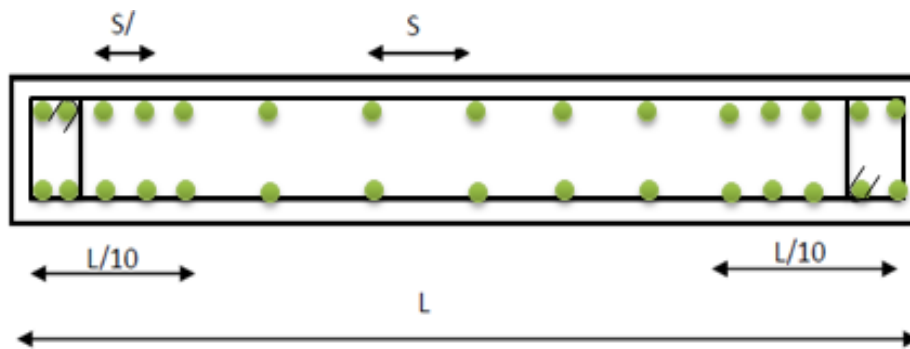
### • Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓  $A_{min} = 0, 2\% \times e \times L$
- ✓  $L_t$  : longueur de zone tendue. e: épaisseur du voile
- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec

des cadres horizontaux ( $St < e$ )

- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieur



**Figure VII.1 :** Disposition des armatures verticales (vue en plan).

#### • Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement. Elles doivent respecter les recommandations suivantes :

- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  avec une longueur  $10\phi$
- ✓ Le pourcentage minimal d'armatures est de :

Dans la zone extrême de voile.  $A_{\min} = 0,15\% \times b \times h$

Dans la zone courante du voile.  $A_{\min} = 0,10\% \times b \times h$

- ✓ On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :

L'espacement :  $St = \min(15 \times e ; 30\text{cm})$  avec e : épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par ml.

#### • Les armatures transversales

Destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 épingles par  $\text{m}^2$ .

## VII .3.Disposition des voiles :

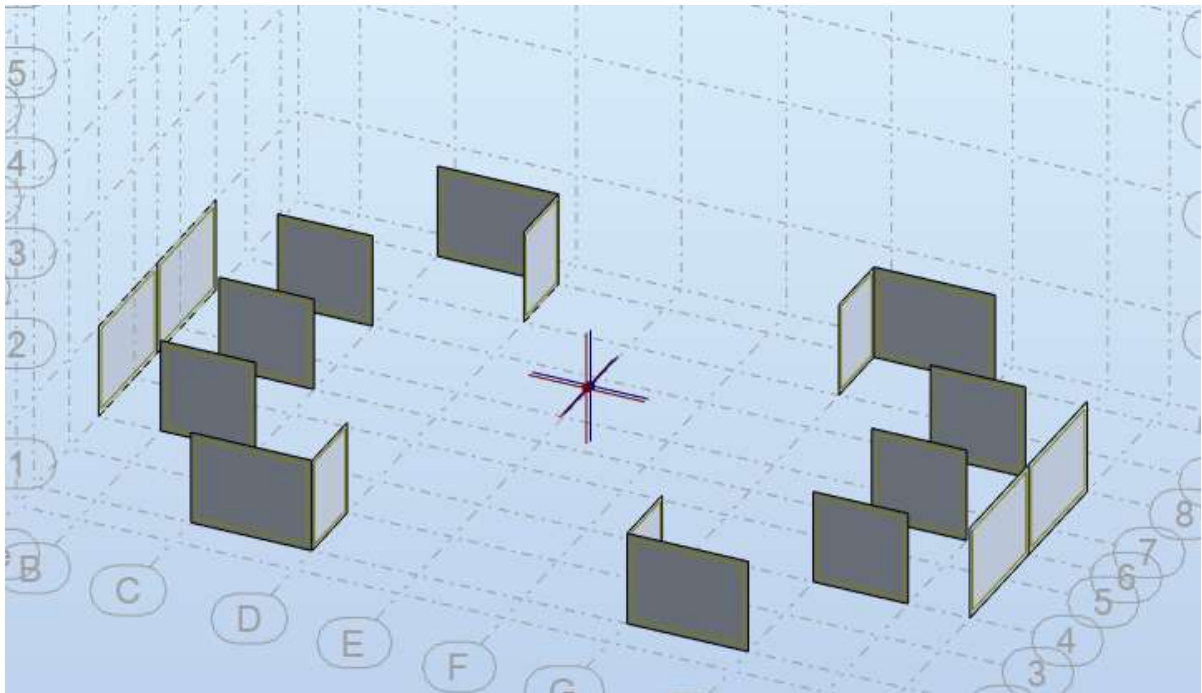


Figure VII.2 : Disposition des voiles.

## VII .4.Sollicitations dans les voiles:

Les sollicitations dans les voiles sont tirées directement dans le logiciel **ROBOT**, ils sont regroupés dans les tableaux ci-d Essous

Tableau VII.1 : Sollicitations des voiles.

Voiles	E(cm)	Nmax		M cor		Mmax		Ncor		Nmin		Mcor	V (KN)
		N (kN)	M (kN.m)	M (kN.m)	N (kN)	N (kN)	M (kN.m)						
<b>V1</b>	20	1119,99	8,80	364,00	179,17	94,93	1,34	32.07					
<b>V2</b>	20	153,46	8,67	171,27	85,20	5,6	4,01	70.82					
<b>V3</b>	20	136,21	0,32	49,97	69,50	6,39	0,17	97,33					
<b>V4</b>	20	172,62	19,91	147,23	22,03	1,34	0,19	42.22					

**VII.5. Ferrailage des voiles:**

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section. ( $b \times h$ ).

Les résultats du ferrailage sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

- $A^{\min} = 0,15\% \times b \times L$ : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.
- $A^{\text{cal}}$ : Section d'armature calculée dans l'élément.
- $A^{\text{adop}}$ : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- $S_t$ : Espacement.
- $A^{\min} = 0,15 \times b \times h$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile
- $A^{\text{adop}}$ : Section d'armature horizontale adoptée.
- $N^{\text{ber}}$ : Nombre de barre adoptée.

**• Exemple de calcul :**

On prend comme exemple le voile V4 :

$$N_{\max} = 172,62 \text{ kN} \quad M_{\text{cor}} = 19,91 \text{ kN.m}$$

$$M_{\max} = 147,23 \text{ kN.m} \quad N_{\text{cor}} = 22,03 \text{ kN}$$

$$N_{\min} = 1,34 \text{ kN} \quad M_{\text{cor}} = 0,19 \text{ kN.m}$$

**• Calcul des armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du **RPA99**.

$$L = 3 \text{ m}, d = 2,7 \text{ m}, e = 0,2 \text{ m}$$

$$N_{\max} = 172,62 \text{ kN}$$

$$M_{\text{cor}} = 19,91 \text{ kN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{19,91}{172,62}$$

$$e_G = 0,115 < \frac{l}{2} = 1,5 \text{ c à l'intérieur de la section.}$$

**• Calcul de  $M_{ua}$  :**

$$M_{ua} = M_u + N_u \left( d - \frac{l}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 19.91 + 172.62(2.7 - 1.5)$$

$$M_{ua} = 227.05$$

Si :

$$\checkmark N(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d') \times b \times L \times f_{bu} \rightarrow \text{Section partiellement comprimé.}$$

$$\checkmark N(d - d') - M_{ua} \geq (0.337L - 0.81d') \times b \times L \times f_{bu} \rightarrow \text{Section entièrement comprimé.}$$

$$\bullet N_u(d - d') - M_{ua} = 172.62 (2.7 - 0.3) + 19.91 = 434.198 \text{ kN.m}$$

$$(0.337L - 0.81d') \times e \times L \times \sigma_b = (0.337 \times 3 - 0.81 \times 0.3) \times 0.2 \times 3 \times 18.48 \times 10^3 = 8515.584$$

$$434.198 \text{ kN.M} < 8515.584 \text{ kN.M} \rightarrow \text{Section partiellement comprimé.}$$

• Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec  $M_{ua}$  :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{e \times \sigma_b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{227.62}{0.2 \times 18.48 \times 2.7^2}$$

$$\mu = 0.008$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.008)})$$

$$\alpha = 0.01$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.01$$

$$\beta = 0.996$$

$$A = \frac{M_{ua}}{\beta \times \sigma_s \times d}$$

$$A = \frac{227.05}{0.996 \times 400 \times 2.7}$$

$$A_1 = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 \frac{N}{f_{st}} = -2.21 < 0 \quad A = 0 \text{ cm}^2$$

• Calcul de la section minimale :

$$A_{min} = 0.23 \times e \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.2 \times 2.7 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 6.52 \text{ cm}^2$$



- La quantité d'armatures minimale dans la zone tendue donnée par le RPA est:

$$A_{min}^{zc} = 0.2\% * e * L_t$$

- Pour le calcul de  $l_t$  on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma^+ = \frac{N}{e * d} + \frac{M}{I} * V$$

$$\sigma^+ = \frac{172.62}{0.2 * 2.7} + \frac{19.91}{0.32805} * 1.5$$

$$\sigma^+ = 319.73$$

$$\sigma^- = \frac{N}{e * d} - \frac{M}{I} * 1.5$$

$$\sigma^- = \frac{172.62}{0.2 * 2.7} - \frac{19.91}{0.32805} * 1.5$$

$$\sigma^- = 319.60$$

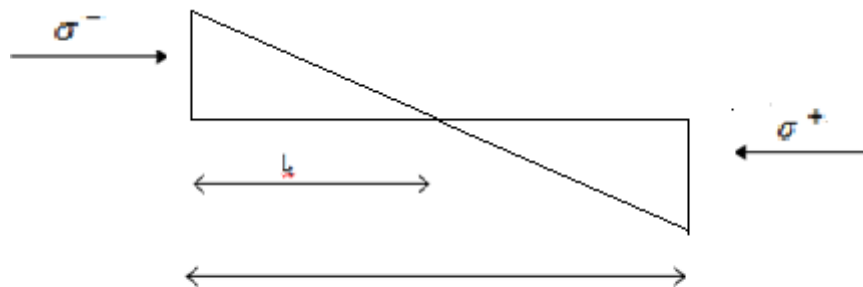


Figure VII.3 : Schéma des contraintes.

$$L_t = \frac{\sigma_{min} * L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

$$L_t = \frac{319.60 * 3}{319.60 + 319.73}$$

$$L_t = 1.5 \text{ m}$$

$$A_{min}^{zc} = 0.2\% * 20 * 150 = 6.00$$

$$L_c = L - 2L_t = 0$$

$$A_{min}^c = 0.1\% * e * L_c = 0 \text{ cm}^2$$

$$N_{min} = 1.34 \text{ kN}$$

$$M_{cor}=0.19 \text{ kN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{0.19}{1.34}$$

$$e_G = 0.67 < \frac{L}{2} = 1.5 \square c \text{ à l'intérieur de la section.}$$

• **Calcul de  $M_{ua}$  :**

$$M_{ua}=M_u+N_u(d-\frac{L}{2})$$

$$M_{ua}=0.19+1.34(2.7-1.5))$$

$$M_{ua}=1.798$$

Si :

$$\checkmark N(d-d') - M_{ua} \leq (0,337h - 0,81d') \times b \times L \times f_{bu} \rightarrow \text{Section partiellement comprimé.}$$

$$\checkmark N(d-d') - M_{ua} \geq (0,337L - 0,81d') \times b \times L \times f_{bu} \rightarrow \text{Section entièrement comprimé.}$$

$$\checkmark N_u(d-d') - M_{ua} = 1.798 (2.7 - 0.3) + 0.19 = 3.4 \text{ kN.m}$$

$$(0.337L - 0.81d') \times b \times L \times f_{bu} = 0.337 \times 3 - 0.81 \times 0.3 \times 0.2 \times 3 \times 18.48 \times 10^3 = 8515.584$$

$$3.4 \text{ kN.M} < 8515.584 \text{ kN.M} \rightarrow \text{Section partiellement comprimé.}$$

• **Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec  $M_{ua}$  :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{e \cdot \sigma_b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{1.798}{0.2 \times 18.48 \times 2.7^2}$$

$$\mu = \mathbf{0,00007}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.00007)})$$

$$\alpha = \mathbf{0,00008}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot 0.00008$$

$$\beta = \mathbf{0,99997}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d}$$

$$A = \frac{1.798}{0.99997 \times 400 \times 2.7}$$

$$A_1=0.02\text{cm}^2$$

$$A = A_1 \cdot \frac{N}{f_{st}} = -0.03 < 0 \quad A = 0 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de la section minimale :**

$$A_{\min} = 0.23 * e * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 * 0.2 * 2.7 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 6.52 \text{ cm}^2$$

• **La quantité d'armatures minimale dans la zone tendue donnée par le RPA est:**

$$A_{\min}^{zc} = 0.2\% * e * L_t$$

• **Pour le calcul de  $l_t$  on doit déterminer les contraintes :**

$$\sigma^+ = \frac{N}{e * d} + \frac{M}{I} * V$$

$$\sigma^+ = \frac{1.34}{0.2 * 2.7} + \frac{0.19}{0.45} * 1.5$$

$$\sigma^+ = 2.48$$

$$\sigma^- = \frac{N}{e * d} - \frac{M}{I} * 1.5$$

$$\sigma^- = \frac{1.34}{0.2 * 2.7} - \frac{0.19}{0.45} * 1.5$$

$$\sigma^- = 2.48$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} * L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$L_t = \frac{2.48 * 3}{2.48 + 2.48}$$

$$L_t = 1.5 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{zc} = 0.2\% * 20 * 150 = 6.00$$

On choisit : **10T10 = 7.85cm<sup>2</sup>**

$$L_c = L - 2L_t = 0$$

$$A_{\min}^c = 0.1\% * e * L_c = 0 \text{ cm}^2$$

• Vérification d'effort tranchant :

Tableau VII.4 : vérification d'effort tranchant des voiles.

Voile	V (kN)	r (MPa)	$\bar{r}$ (MPa)	Observation
				$\bar{r} > r$
V1	32,07	0,07242547	5	<b>vérifier</b>
V2	70,82	0,10036848	5	<b>vérifier</b>
V3	97,33	0,12874339	5	<b>vérifier</b>
V4	<b>42,22</b>	0,07818519	5	<b>vérifier</b>

1<sup>er</sup> cas N<sub>max</sub> KN ➡ M<sub>cor</sub> KN.m :

Tableau VII.2 : Résumé de calcul de 1<sup>er</sup> cas des voiles.

Voile	M	N	$e_c=M/N$	L/2	M <sub>max</sub>	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	A <sub>t</sub>	A	A <sub>min</sub>	$\sigma^+$	$\sigma^-$	lt	A <sub>c</sub> <sup>2</sup> <sub>min</sub>	Lc	A <sub>c</sub> <sup>2</sup> <sub>min</sub>
V1	8,8	1119,99	0,0079	1,23	1110,870	0,06132	0,079	0,968	12,95	-14,82	5,35	2529,39	2529,28	1,23	4,92	0,00	0,00
V2	8,67	153,46	0,0565	1,96	249,295	0,00542	0,00679	0,99728	1,77	-4,46	8,52	217,50	217,48	1,96	7,84	0,00	0,00
V3	0,32	136,21	0,0023	2,1	229,153	0,00434	0,00544	0,99783	1,52	-4,21	9,13	180,17	180,17	2,10	8,40	0,00	0,00
V4	19,91	172,62	0,1153	1,5	227,054	0,00843	0,01058	0,99577	2,11	-3,57	6,52	319,73	319,60	1,50	6,00	0,00	0,00

2<sup>ème</sup> cas N<sub>min</sub> KN ➡ M<sub>cor</sub> kN.m :

Tableau VII.3 : Résumé de calcul de 2<sup>ème</sup> cas des voiles.

Voile	M	N	$e_c=M/N$	L/2	M <sub>min</sub>	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	A <sub>t</sub>	A	A <sub>min</sub>	$\sigma^+$	$\sigma^-$	lt	A <sub>c</sub> <sup>2</sup> <sub>min</sub>	Lc	A <sub>c</sub> <sup>2</sup> <sub>min</sub>
V1	1,34	94,93	0,0141	1,23	94,751	0,00523	0,007	0,997	1,07	-1,30	5,35	214,39	214,38	1,23	4,92	0,00	0,00
V2	4,01	5,6	0,7161	1,96	12,791	0,00028	0,00035	0,99986	0,09	-0,23	8,52	7,94	7,93	1,96	7,83	0,00	0,00
V3	0,17	6,39	0,0266	2,1	10,905	0,00021	0,00026	0,99990	0,07	-0,20	9,13	8,45	8,45	2,10	8,40	0,00	0,00
V4	0,19	1,34	0,1418	1,5	1,798	0,00007	0,00008	0,99997	0,02	-0,03	6,52	2,48	2,48	1,50	6,00	0,00	0,00

Tableau VII.5 : Résumé de calcul du ferrailage des voile

Voile	A <sub>v cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres	St (cm)
V1	5,35	7.85	10T10	20
V2	8,52	11.31	10T12	20
V3	9,13	11.31	10T12	20
V4	6,52	7.85	10T10	20

Ferraillage des voiles :

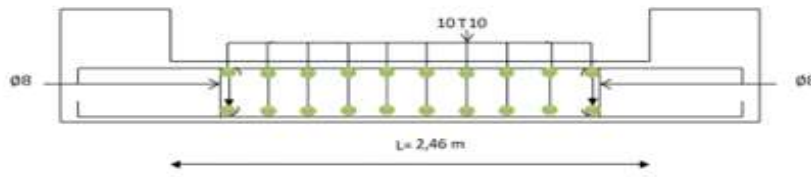


Figure VII.4: Schéma du ferraillage du voile V1

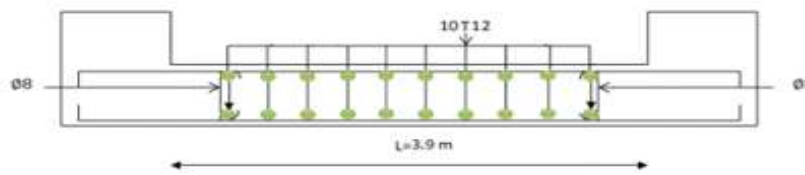


Figure VII.5: Schéma du ferraillage du voile V2

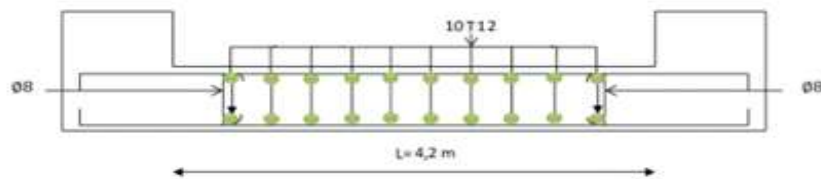
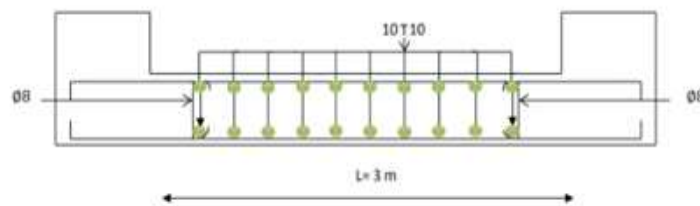


Figure VII.6: Schéma du ferraillage du voile V3



***Chapitre VIII***  
***Etude de fondation***

### VIII.1 Introduction :

Dans cette partie, nous verrons le calcul de l'infrastructure du bâtiment, cette partie indissociable du reste de la structure ainsi que le choix du type de fondation suite aux calculs des éléments structuraux et non structuraux précédents.

### VIII.2. Etude des fondations :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure, selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 3,5 \text{ MPa}$$

#### VIII.2.1. Les combinaisons d'action :

D'après le RPA99 v 2003 de l'article 10.1.4.1 les fondations superficielles sont Dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \bullet G + Q \pm E \\ \bullet 0,8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/A.10.1.4.1]}$$

D'après le DTR de l'article 2.33.1

$$\left. \begin{array}{l} \bullet 1,35G + 1,5Q \\ \bullet G + Q \end{array} \right\} \text{ [DTR/A.2.3.3.1]}$$

#### VIII.2.2. Choix du type de fondation :

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 3.5 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de  $400.76 \text{ m}^2$ , ainsi que le poids de la structure

$W = 72003.4858 \text{ KN}$ , il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante ;
- Radier évidé ;
- Radier général ;

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface

des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :  $\frac{S_s}{S_B} < 50 \%$

Avec :

$S_s$  : est la surface de la semelle

$S_B$  : est la surface d'impact du bâtiment

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_s} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad S_s \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec :  $N_{ser} = G + Q$

$N_{ser}$ : Effort normal dû aux charges verticales.

On a:  $N = 60930 + 78500 = 139430 \text{ KN}$

$$S_s = S_s = \frac{139430}{350} = 398.4 \text{ m}^2$$

- **Vérification :**

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 0.5 \quad \frac{398.4}{400.76} = \implies 0,994 > 0.5$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation.

Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- Néglige l'hétérogénéité du sol ;
- La facilité de son exécution.

- **Résultats :**

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées, on conclue que ces dernière se chevauchant suivant les deux directions et les semelles filantes se chevauchement aussi, pour cela le choix d'un radier général est préférable. Donc, le type de fondation pour notre structure est **un radier général**.



### VIII.3. Étude du radier :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour supportent les poteaux, seront soumis à la réaction du sol.

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.

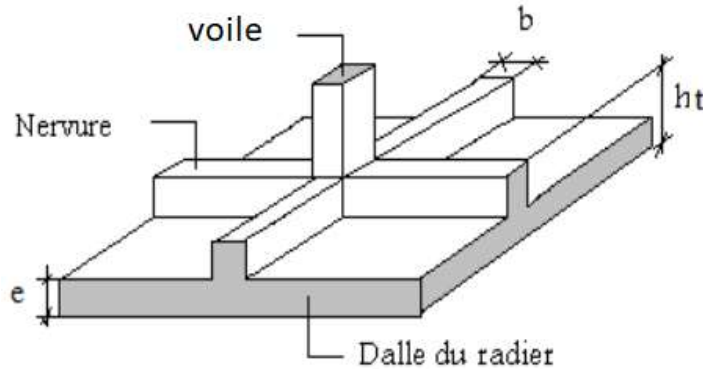


Figure VIII.1 : Schéma d'un radier nervuré

#### VIII.3.1. Pré dimensionnement du radier :

- Hauteur du radier :

Le Pré dimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- a- Condition forfaitaire ;
- b- Condition de rigidité ;
- c- Condition de non poinçonnement ;
- d- Condition de non cisaillement ;

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable :

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

$L$  : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des voiles.

$$L_{\max} = 4.53 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{4.53}{8} \leq h \leq \frac{4.53}{5} \Rightarrow 0,57 \text{ m} \leq h \leq 0,91 \text{ m}$$

On prend 0.90m

- **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :  $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \quad \text{et} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{k \times b}{4 \times D}} \quad \text{et} \quad D = E \times I \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

**K** : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne,  $K = 40 \text{ MN/m}^3$  .

**E** : module de Young du béton ( $E = 3.10^4 \text{ MPa}$ );

**I** : inertie du radier ;  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

**b** : largeur du radier.

Pour notre cas **L = 4.53m**

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4.53}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,53 \text{ m}$$

- **Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]**

(Fissuration préjudiciable)  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

**Avec:**

**$\tau_u$** : Contrainte tangentielle.

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

**$T^{\max}$** : Effort tranchant max.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.93}{4.53} = 0,87 \Rightarrow \text{le panneau de dalle travail suivant deux directions.}$$

**Donc :**

$$\left. \begin{aligned} T_x^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ T_y^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\}$$

- **Calcul  $\bar{q}_u$ :**

- **La surface du radier est de :**

La surface du radier est donnée par la formule suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = 167506.5 \text{ KN}$$

$$S_{\text{radier}} = 378.086 \text{ m}^2.$$

- **Le poids de superstructure :**

$G_T$  : la charge permanente totale = 60580 KN

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale = 71750 KN

- **Combinaison d'actions :**

- **E.L.U:**

$$N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 200006 \text{ KN}$$

- **E.L.S:**

$$N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 139430 \text{ KN}$$

Pour une bande de 1 mètre de largeur :  $q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 109319.0 \text{ KN/m}_L$

$$T_x^u = \frac{200006 \times 3.93}{2} \times \frac{4.53^4}{3.93^4 + 4.53^4} = 25088.25 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{200006 \times 4.53}{2} \times \frac{3.93^4}{3.93^4 + 4.53^4} = 16273 \text{ KN}$$

$$T^{\text{max}} = \max(T_x^{\text{max}}; T_y^{\text{max}}) \Rightarrow T^{\text{max}} = 25088.25 \text{ KN/ml}$$

$$h \geq \frac{T^{\max}}{0,9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{2508825}{0,9 \times 100 \times 3 \times 100} = 82.91 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 82.91 \text{ cm}$$

• La hauteur des nervures :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{453}{10} = 45.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_n = 50 \text{ cm.}$$

• Epaisseur de la dalle :

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{453}{20} = 22.45 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_0 = 30 \text{ cm.}$$

### VIII .3.2.Pré dimensionnement des nervures :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,4h \leq b_0 \leq 0,8h \text{ [BAEL91]}$$

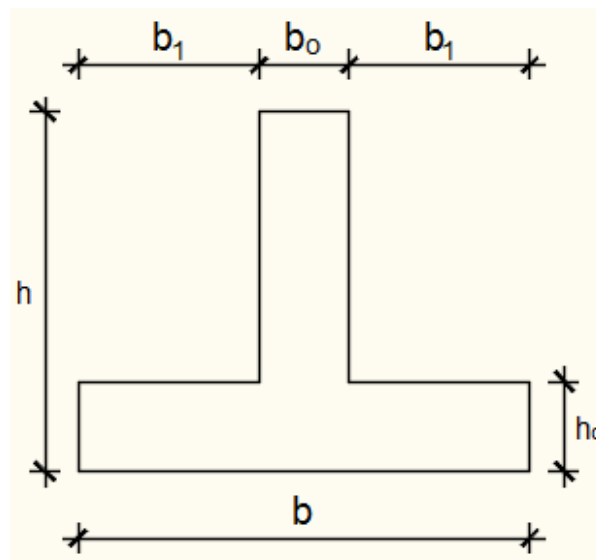


Figure VIII.2 : dimension de la nervure

**Tableau VIII.1** : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements

Type des poutres	H [cm]	h <sub>0</sub> [cm]	b <sub>0</sub> [cm]	b <sub>1</sub> [cm]	b [cm]
Poutre principale	90	30	45	45	135
Poutre secondaire	90	30	45	45	135

**VIII .3.3.Détermination des sollicitations :****- Caractéristiques du radier :**

$$h = 90\text{cm} ; h_0 = 30\text{cm} ; h_n = 50\text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier} : S = 398.4\text{ m}^2$$

$$\text{Inerties du radier} : I_{XX} = 6941250\text{ cm}^4 ; I_{YY} = 18024062.5\text{ cm}^4$$

$$\text{Abscisses du centre de gravité du radier} : V_X = 14.11\text{ m} ; V_Y = 8.63\text{ m}$$

**- Calcul du poids propre du radier Pr :**

$$\text{Poids du radier sans poutres} : p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b$$

Avec :

**h<sub>0</sub>** : Épaisseur du radier sans poutres ;

**γ<sub>b</sub>** : Masse volumique du béton.

$$\text{Poids des poutres principales} : p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$$

$$\text{Poids des poutres secondaires} : p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$$

**L** : Somme des longueurs de toutes les poutres principales ;

**L'** : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires.

$$p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b = 398.4 \times 0,3 \times 25 = 2988\text{ KN}$$

$$p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 119.60 \times (0.9 - 0,3) \times 0,45 \times 25 = 807.3\text{KN}$$

$$p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 101.44 \times (0.9 - 0,3) \times 0,45 \times 25 = 684.72\text{ KN}$$

$$p_r = p_1 + p_p + p_s = 2988 + 807.3 + 684.72 = 4480.02\text{KN}$$

- Surcharges d'exploitation  $Q_r$  :

$$Q_r = 5 \times S$$

$$Q_r = 5 \times 398.4 \Rightarrow Q_r = 1991.86 \text{ KN}$$

- Combinaisons d'actions :

• Situation durable et transitoire (Etat limite ultime (E.L.U)):

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 \text{ avec : } N_u^1 = 1,35G + 1,5Q ; N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r$$

Avec :

$N_u^1$ : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par

Le logiciel robot sous la combinaison fondamentale (E.L.U)

$$N_u^1 = 200006 \text{ KN}$$

$$N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r = 1,35(4480.02) + 1,5(1991.86) = 9035.81 \text{ KN}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 = 209041.81 \text{ KN}$$

$$M_x = 157.82 \text{ KN.m} ; M_y = 171.55 \text{ KN.m}$$

Avec :

$M_x$  et  $M_y$  : résultantes de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée (sont données par le logiciel robot).

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_x \times (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_y \times (y_i - y_g))$$

• Etat limite service (E.L.S) : (G + Q) + (P<sub>r</sub> + Q<sub>R</sub>)

$$N_s^1 = G + Q \Rightarrow N_s^1 = 139430 \text{ KN}$$

$$N_s^2 = p_r + Q_r \Rightarrow N_s^2 = (4480.02) + (1991.86) = 6471.877 \text{ KN}$$

$$N_s = N_s^1 + N_s^2 = 139430 + 6471.877 = 145902 \text{ KN}$$

$$M_x = 115.23 \text{ KN.m} ; M_y = 127.23 \text{ KN.m}$$

- Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$ : Contraintes du sol sous la structure.

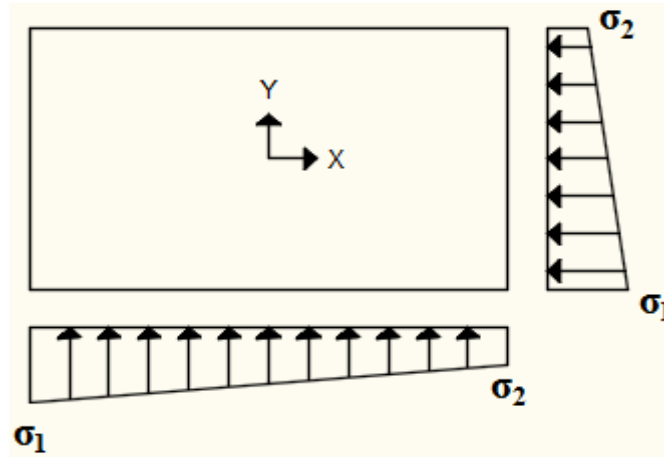


Figure VIII.3 : Schéma des contraintes du sol

$$\bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 3,5 \text{ MPa}$$

Suivant l'article de RPA99/V2003[A.10.1.4.1] :

• Situation durable et transitoire :

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = \bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 3,5 \text{ bars}$$

• Situation accidentelle :

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = \bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 7 \text{ bars}$$

- Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

- Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{247345.67}{478.59} \pm \frac{157.82}{6941250} \cdot 14.11 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 5.17 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 5.17 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

La contrainte moyenne :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 5.17 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$

- Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{198085.99}{378.086} \pm \frac{55.90}{18024062.5} \cdot 9.85 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 5.17 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 5.17 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

La contrainte moyenne :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 5.17 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$

Etat limite service (E.L.S) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_s} \pm \frac{M_s}{I_s} \cdot v$$

- Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{174980.895}{478.59} \pm \frac{115.23}{6941250} \cdot 14.11 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 3.66 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 3.66 \text{ bars}$$

La contrainte moyenne :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 3.66 \text{ bars}$

- Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{174980.895}{478.59} \pm \frac{127.23}{18024062.5} \cdot 9.85 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 3.66 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 3.66 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

La contrainte moyenne :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 3.66 \text{ bar}$

- Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous la pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$



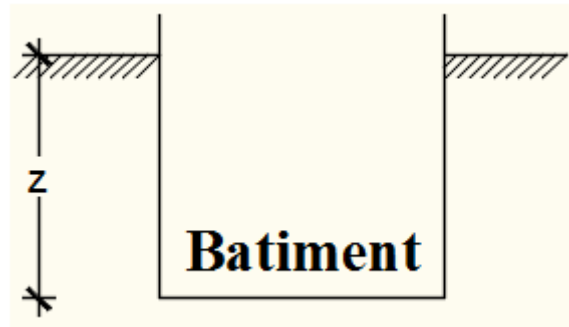
Avec :

**P** : Poids du bâtiment ;

**S** : Surface d'assise du bâtiment;

**Z** : L'ancrage.

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$



**Figure VIII.4** : L'encrage de la structure

Pour la structure à étudier :

$$P = P_{\text{Batiment}} + P_{\text{radier}} = 75768.7498 + 4480.02 = 80248.7698 \text{ KN}$$

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$$

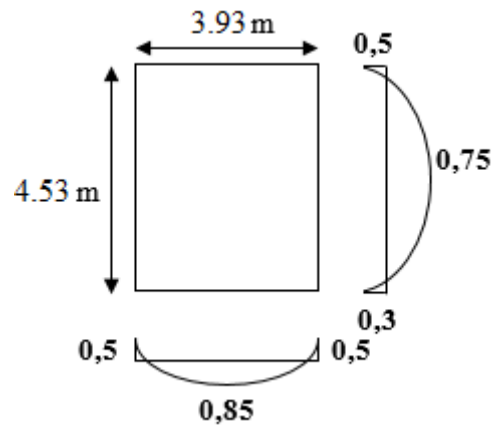
$$1,5 \times 298.4 \times 10 \times 2.5 = 11190 \text{ KN}$$

$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$  La structure est stable ; Donc il n'y pas de risque au soulèvement.

#### **VIII.4. Ferrailage Du Radier :**

##### **VIII .4.1.Ferrailage de la dalle :**

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.



**Figure VIII.5** : Schéma du panneau de la dalle

**- Détermination des efforts :**

Pour une bande de 1m  $q = \sigma_m \times 1m$

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 3.93m ; L_y = 4.53 m$$

$$\text{On à } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{393}{453} = 0,86 \Rightarrow$$

le panneau travaille suivant deux directions.

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

- Etat limite ultime (E L U) :

$$q = \sigma_m \times 1m_l = 524 \times 1m_l = 524 \text{ KN}/m_l$$

$$\rho = 0,86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0496 \\ \mu_y^u = 0.7052 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0,0492 \times 524 \times 3.93^2 = 398.18 \text{ KN.m} \\ M_y^u = 0.7052 \times 398.18 = 280.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ELU :

$$\begin{cases} M_t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 398.18 = 298.64 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 280.80 = 238.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai1} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 398.18 = 199.09 \text{KN.m} \\ M_{ar} = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 280.80 = 84.24 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai2} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 398.18 = 199.09 \text{KN.m} \\ M_{ai} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 280.80 = 140.4 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$q = \sigma_m \times 1m_l = 366 \times 1m_L = 366 \text{KN}/m_L$$

$$\rho = 0,86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^s = 0.0566 \\ \mu_y^s = 0,7932 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^s = \mu_x^s \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^s = \mu_y^s \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^s = 0.0566 \times 366 \times 3.93^2 = 319.95 \text{KN.m} \\ M_y^s = 0,7932 \times 465.13 = 253.78 \text{KN.m} \end{cases}$$

- ELS :

$$\begin{cases} M_t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 319.95 = 239.96 \text{KN.m} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 253.78 = 215.71 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai1} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 319.95 = 159.98 \text{KN.m} \\ M_{ar} = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 253.78 = 76.134 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai2} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 319.95 = 159.98 \text{KN.m} \\ M_{ai} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 253.78 = 126.89 \text{KN.m} \end{cases}$$

Tableau VIII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées:

Sens	ELU		ELS	
	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]
Sens X-X	298.64	199.09	239.96	159.98
Sens Y-Y	238.68	66.71	140.78	126.89

- Calcul des armatures :

a. Enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable =>  $a = 4 \text{ cm}$

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.  
(B.A.E.L 91).

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \quad \text{Avec} \quad h_0 = 30 \text{ cm}$$

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{50}{10} = 5 \text{ cm} = 50 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prendra}$$

$$\varnothing = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\varnothing}{2} \\ C_y = a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 4 + \frac{2}{2} = 3 \text{ cm} \\ C_y = 4 + 2 + \frac{2}{2} = 7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 30 - 7 = 23 \text{ cm}$$

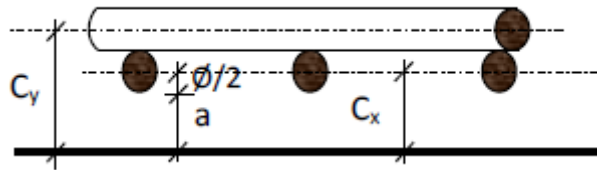


Figure VIII.6 : Enrobage

- Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

▪ Sens X-X :

a) En travées :

$$Mt_x^u = 298.64 \text{ KN.m} = 298640 \text{ N.M}$$

- Etat limite ultime (E.L.U) :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mt_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{298640}{14.2 \times 100 \times (27)^2} = 0,24$$

$$\mu = 0,24 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.349$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,86$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{298640}{348 \times 0,86 \times 27} = 25.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 25.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Choix des armatures:

$$8T20 \rightarrow A = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$E = 12.5 \text{ cm}$$

- Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 239.96 \text{ KN.m} = 239960 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 25.13}{100} = 3.76 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 27 \times 3.76 = 203,04 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3.76 + \sqrt{3.76^2 + 203,04} = 10.62 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10.62^3}{3} + 15 \times 25.13 \times (27 - 10.62)^2 = 141063 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{I} = \frac{239960}{141063} = 1,6$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 18 \times k \times (d - y_1) = 18 \times 1.6 \times (27 - 10.62) = 471.7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 471.7 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L.S}$$

- **D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{Mt_x^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{239960}{471.7 \times 100 \times (27)^2} = 0,009$$

$$\mu_1 = 0,009 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,898 \\ K_1 = 34,02 \end{cases}$$

• V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{362,52}{34,02} = 10.66 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{Mt_x^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{239960}{471.7 \times 0,898 \times 27} = 20.98 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures:

$$8T20/ml \rightarrow A = 25.13 \text{ cm}^2/ml \rightarrow e = 12 \text{ cm.}$$

**b) En appuis:**

$$Ma_x^u = 238.64 \text{ KN.m} = 238640 \text{ N.m}$$

- Etat limite ultime (E.L.U) :

• V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :

$$\mu = \frac{Ma_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{238640}{14.2 \times 100 \times (27)^2} = 0,19$$

$$\mu = 0,19 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,266$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,894$$

• D\u00e9termination des armatures :

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{238640}{348 \times 0,894 \times 27} = 24.94 \text{ cm}^2/ml$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 24,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$8\text{T}20/\text{ml} \rightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{ax}^{\text{ser}} = 159,98 \text{ KN.m} = 159980 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 25,13}{100} = 3,77 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 27 \times 3,77 = 203,58 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3,77 + \sqrt{3,77^2 + 203,58} = 10,6 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10,6^3}{3} + 15 \times 25,13 \times (27 - 10,6)^2 = 141085 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{\text{ser}}}{I} = \frac{159980}{141085} = 1,13$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 11,978 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 1,13 \times (27 - 10,6) = 277,98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 277,98 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L.S}$$

- D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{ax}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{159980}{277,98 \times 100 \times (27)^2} = 0,009$$

$$\mu_1 = 0,009 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,898 \\ K_1 = 34,02 \end{array} \right.$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{277.98}{34.02} = 8.17 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{159980}{277.98 \times 0,898 \times 27} = 18.55 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$6T20/ml \rightarrow A = 18.85 \text{ cm}^2/ml$$

$$E_p = 15 \text{ cm}$$

- Sens Y-Y :

c) En travées :

$$M_{t_y}^u = 238.68 \text{ KN.m} = 238680 \text{ N.m}$$

- Etat limite ultime (E.L.U) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{t_y}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{138680}{14.2 \times 100 \times (23)^2} = 0,15$$

$$\mu = 0,15 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,2$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,92$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{138680}{348 \times 0,843 \times 23} = 20.55 \text{ cm}^2/ml$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/ml$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A = 20.55 \text{ cm}^2/ml$$

- Choix des armatures:



$$7T20 \rightarrow A = 21.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 140.78 \text{ KN.m} = 140780 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 21.99}{100} = 3.3 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 23 \times 3.3 = 151.8 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3.3 + \sqrt{3.3^2 + 151.8} = 9.45 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9.45^3}{3} + 15 \times 21.99 \times (23 - 9.45)^2 = 88691.57 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{I} = \frac{140780}{88691.57} = 1.58$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 1.08 \times (43 - 11.52) = 321.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 321.13 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$$

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{140780}{321.13 \times 100 \times (23)^2} = 0,009$$

$$\mu_1 = 0,009 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,898 \\ K_1 = 34,02 \end{array} \right.$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{321.13}{34.02} = 9.44 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{140780}{321.13 \times 0,898 \times 23} = 18.53 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$6T20/ml \rightarrow A = 18,85 \text{ cm}^2/ml$$

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

**d) En Appuis :**

$$\mathbf{Ma_y^u = 66.71 \text{ KN.m} = 166710 \text{ N.M}}$$

**- Etat limite ultime (E.L.U) :**

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Ma_y^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{66710}{14.2 \times 100 \times (23)^2} = 0,07$$

$$\mu = 0,07 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,091$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,96$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{66710}{348 \times 0,96 \times 23} = 8.68 \text{ cm}^2/ml$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/ml$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 8.68 \text{ cm}^2/ml$$

- Choix des armatures :

$$4T18 \rightarrow A = 9.42 \text{ cm}^2/ml$$

**- Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$\mathbf{Ma_y^{\text{ser}} = 126.89 \text{ KN.m} = 126890 \text{ N.m}}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9.42}{100} = 1.41 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 43 \times 1.21 = 84.86 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.41 + \sqrt{1.41^2 + 84.86} = 7.91 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 7.91^3}{3} + 15 \times 9.42 \times (23 - 7.91)^2 = 148672.27 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{ser}}{I} = \frac{126890}{148672.27} = 0.85$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6.72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.85 \times (23 - 7.91) = 192.39 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 266.66 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les ferrailages calculés à l'ELUR sont maintenues.}$$

### VIII.5. Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

- Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_m = 524 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 524 \times 1 \text{ m}_L = 524 \text{ KN/m}_L$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -524 \times \frac{0,50^2}{2} = -65.5 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{65500}{14.2 \times 100 \times (45)^2} = 0,01$$

$$\mu = 0,01 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,994$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{65500}{348 \times 0,994 \times 45} = 4.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{2,1}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 5.43 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 5.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Choix des armatures :

$$4T20/\text{ml} \rightarrow A = 12.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Etat limite de service (E. L.S.) :

$$\sigma_m = 366 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_{\text{ser}} = \sigma_m \times 1\text{ml} = 366 \times 1\text{m}_L = 366 \text{ KN/m}_L$$

$$M_{\text{ser}} = -q_{\text{ser}} \times \frac{l^2}{2} = -366 \times \frac{0,50^2}{2} = -45.75 \text{ KN. m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12.57}{100} = 1.88 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 45 \times 1.88 = 169.2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,88 + \sqrt{1,88^2 + 169,2} = 11.26 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 11.26^3}{3} + 15 \times 12.57 \times (45 - 11.26)^2 = 262230.59 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{45750}{262230.59} = 0.17$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,17 \times (45 - 11.26) = 86.037 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 267 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les ferrailages calculés à l'ELUR sont maintenues.}$

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

$$T_u^{\max} = q_u \times L = 366 \times 0,5 = 183 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{183000}{100 \times 45 \times 10^2} = 1.22 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable:  $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3 \text{ MPa}$

$\tau_u = 1.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$

**• Ferrailage de nervure :**

On a extrait le ferrailage directement du logiciel ROBOT, les résultats sont présentés dans le tableau qui suit :

**Tableau VIII.3 : Ferrailage des poutres**

Sollicitations	Poutre p		Poutre s	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
<b>Mu</b>	182,67	102,23	169,56	148,06
<b>M acc</b>	159,33	175,68	122,77	193,91
<b>M ser</b>	161,02	183,86	151,05	135,29
<b>T</b>	284,34		388,61	
<b>μ</b>	0,176877269	0,098988138	0,164183007	0,143364803
<b>α</b>	0,245132579	0,130552785	0,225584018	0,194308288
<b>β</b>	0,901946968	0,947778886	0,909766393	0,922276685
<b>Au</b>	12,9328568	7,2377837	12,0046816	10,4825027
<b>μ</b>	0,154277415	0,170108932	0,118876785	0,187760833
<b>α</b>	0,210585223	0,234662821	0,158665933	0,26220073
<b>β</b>	0,915765911	0,906134871	0,936533627	0,895119708
<b>Aacc</b>	11,2804077	12,4379716	8,69199554	13,7286377
<b>μ</b>	0,155913822	0,178029533	0,146259985	0,130999758
<b>α</b>	0,21304807	0,24692587	0,198602099	0,176163068

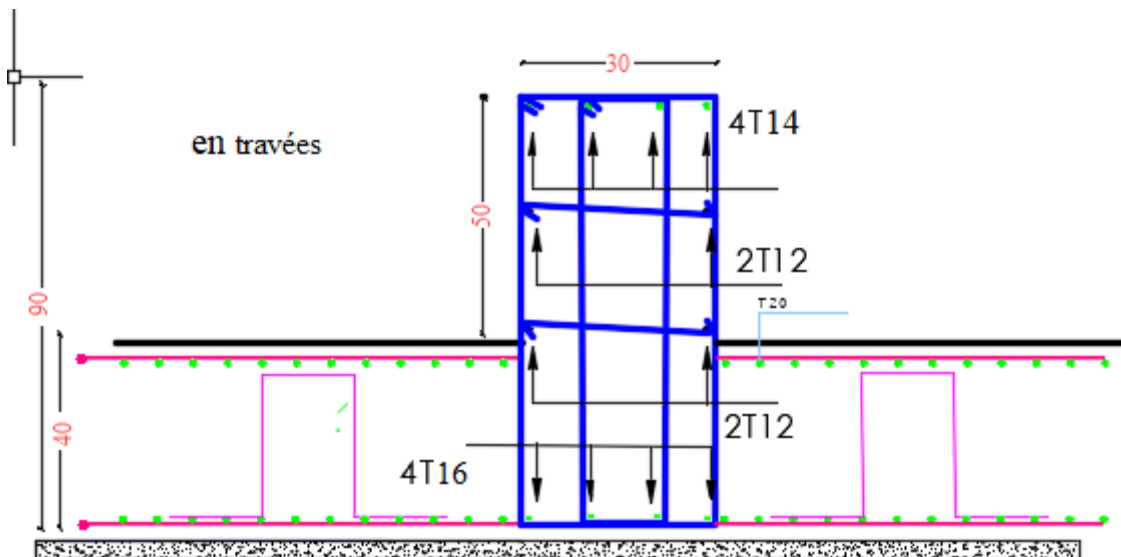
$\beta$	0,914780772	0,901229652	0,92055916	0,929534773
$A_s$	11,400058	13,0171076	10,6941918	9,57839926
$A = \max(A_u ; A_{acc} ; A_s)$	12,9328568	13,0171076	12,0046816	13,7286377
Choix des armatures	4T16+4T14	4T16+4T14	4T14+4T14	4T16+4T14
	$A=14.20\text{cm}^2$	$A=9,05\text{cm}^2$	$A=14.20\text{cm}^2$	$A=14.20\text{cm}^2$

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{284340}{30 \times 45 \times 10^2} = 2.11 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3 \text{ MPa}$

$\tau_u = 2.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \Rightarrow$  **condition vérifiée**



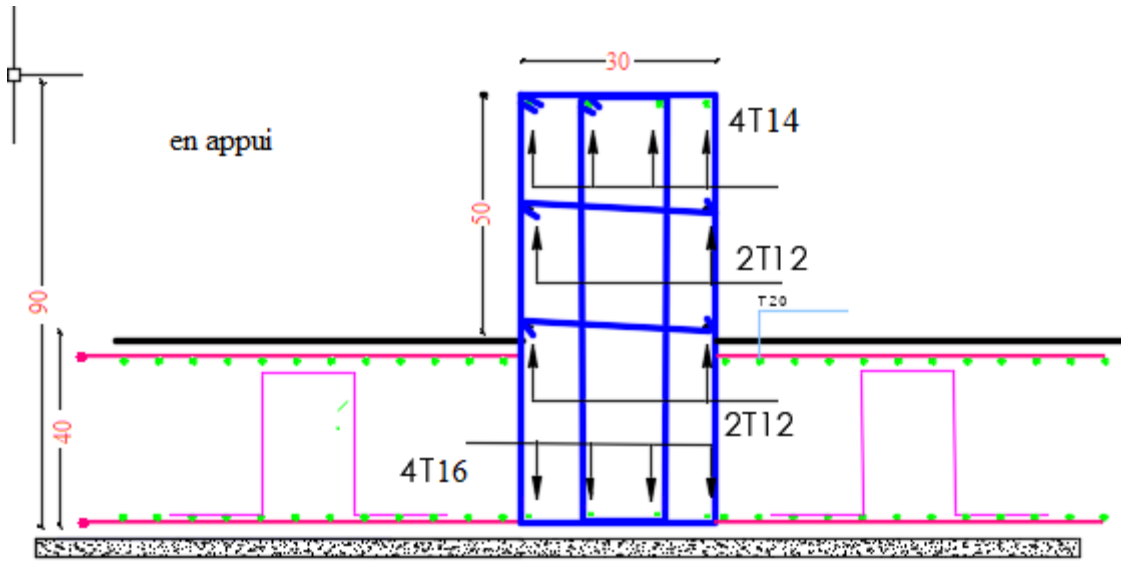
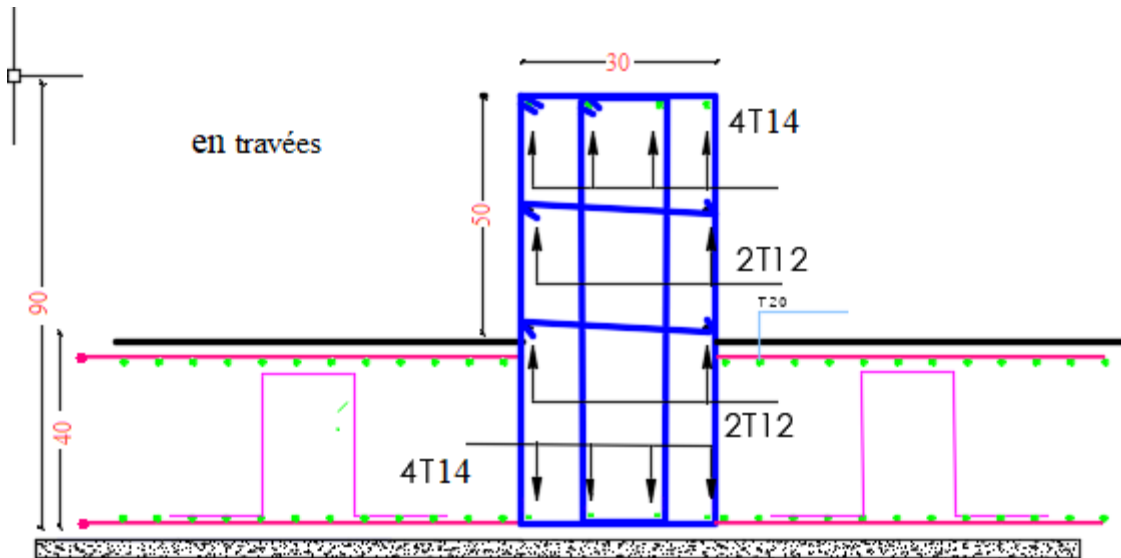


Figure VIII.7 : Schéma du ferrailage des nervures principales



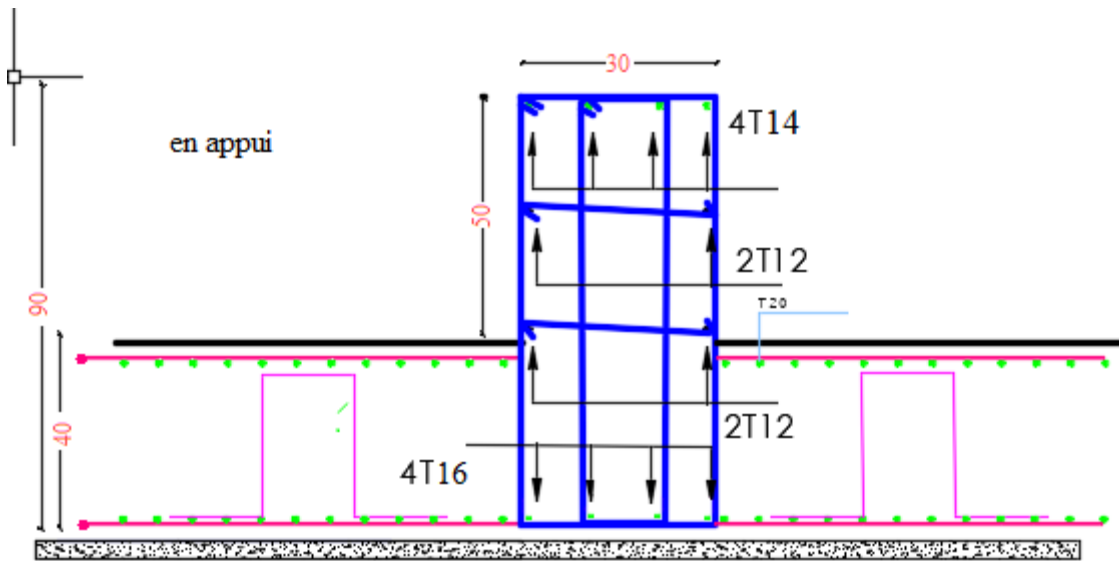


Figure VIII 8 : Schéma du ferrailage des nervures secondaires

#### VIII.6. Conclusion :

On a procédé dans cette partie du mémoire au calcul l'élément principale qui est les fondations, sachant que les fondations retenues pour le travail sont de type radier, les calculs ont résulté par des conditions vérifier par rapport au charges transmises par la superstructure ainsi que la portance du sol de fondation.





# **CONCLUSION GENERALE**

## CONCLUSION GENERALE

---

### ❖ CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, à savoir le **ROBOBAT**, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Construire un bâtiment c'est un avantage qui répond au souci économique de l'espace, mais c'est un danger généralement représenté à cause des dégâts sismiques, qui considérés la première cause contribue dans l'endommagement des constructions, pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure ;

Le pré dimensionnement des éléments du bâtiment c'est une phase primordiale pour avoir une idée générale sur son ossature qui doit répondre au chargement verticale (permanant et exploitation) et horizontale (vent et sismique). Dans le but d'assurer la sécurité, l'économie, le confort, et l'esthétique.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. Après des tentatives sur la position adéquate des voiles et sur la section des poteaux des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto-stable. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

Les systèmes mixtes en portique et voiles donc caractérisent à la fois par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques.

En fin il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réaliser sans surcoût important (aspect économique) .

**REFERENCES**  
**BIBLIOGRAPHIQUES**

## ***BIBLIOGRAPHIQUES***

- **Règlement :**

📖 RPA99 Version 2003 : Règlement parasismique algérienne, 2003.

📖 BAEL91 : Béton armé aux états limites 1999.

📖 Le DTR.B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.

📖 CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.

- **Outils informatiques :**

📖 Logiciel ROBOT 2023.

📖 Bureautique (Word ; Excel).

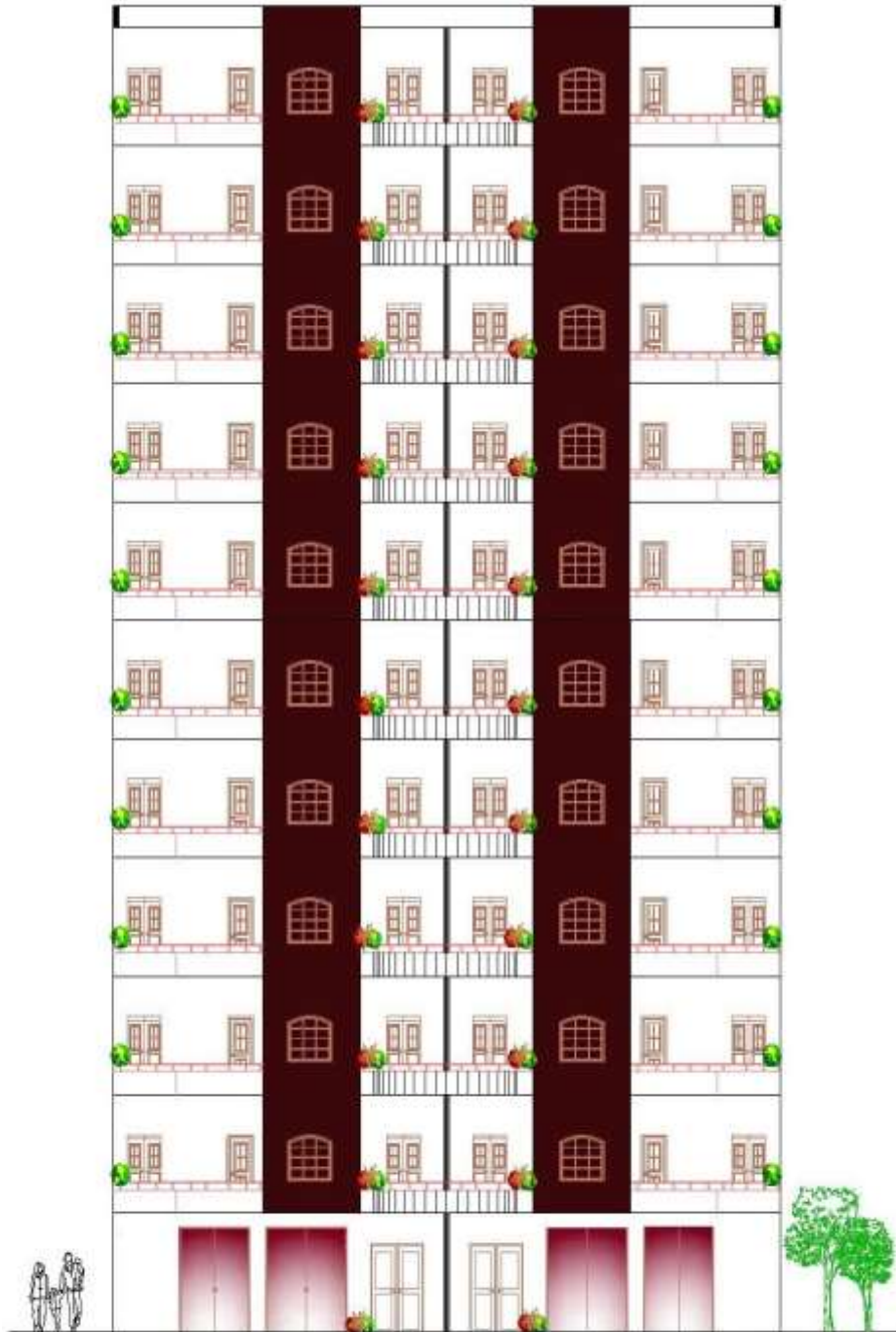
- **Thèses fin d'étude :**

📖 mémoires de fin d'étude, université Mostaganem

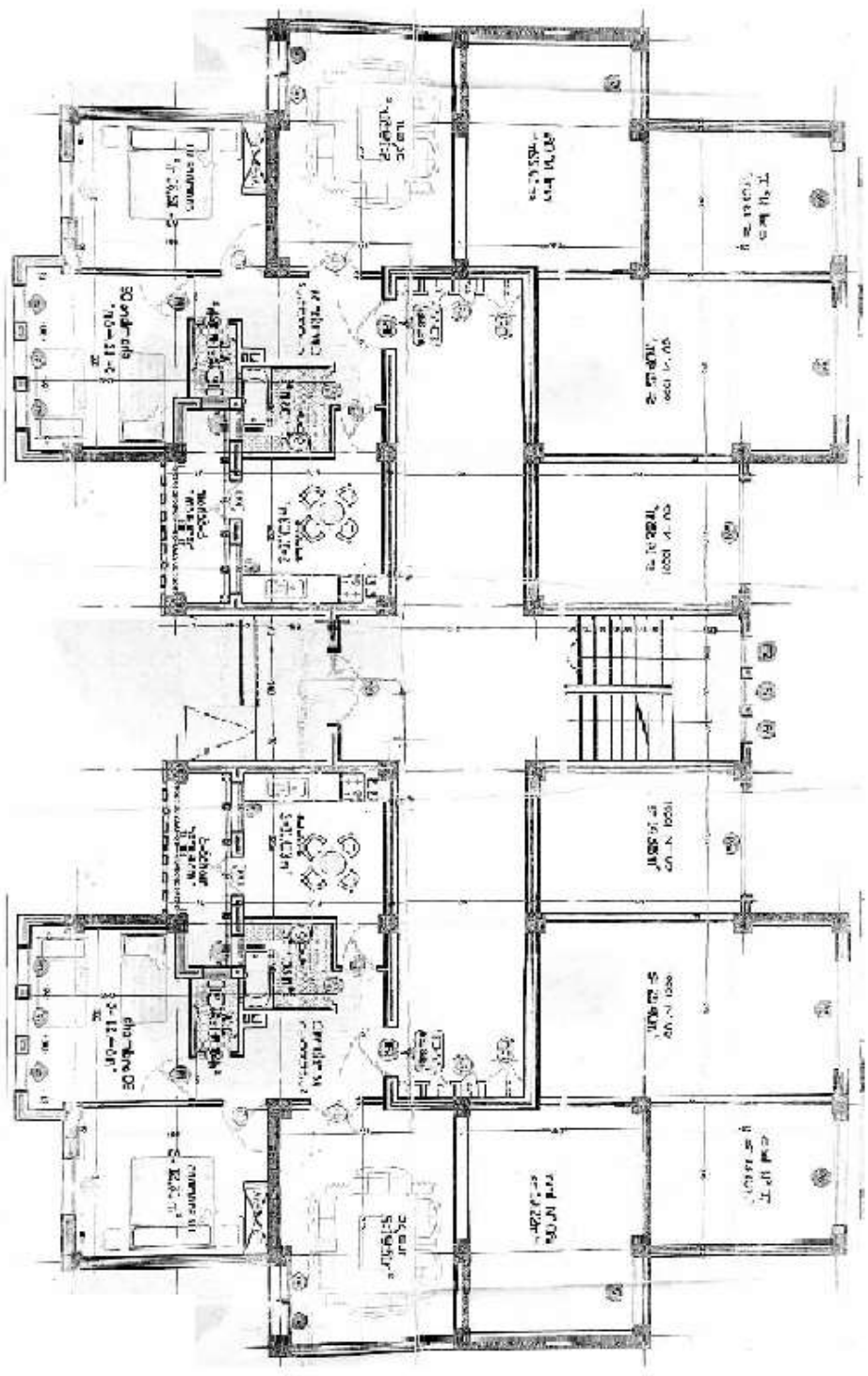
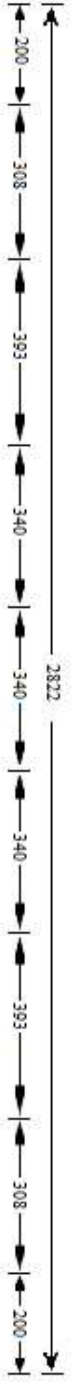
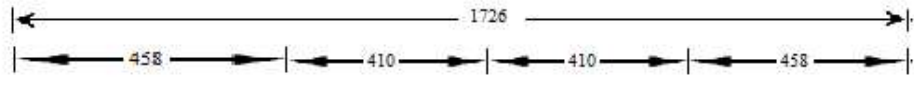
📖 mémoires de fin d'étude, université de Bordj Bou Arreridj

📖 mémoires de fin d'étude, université de Tlemcen

# **ANNEXES**

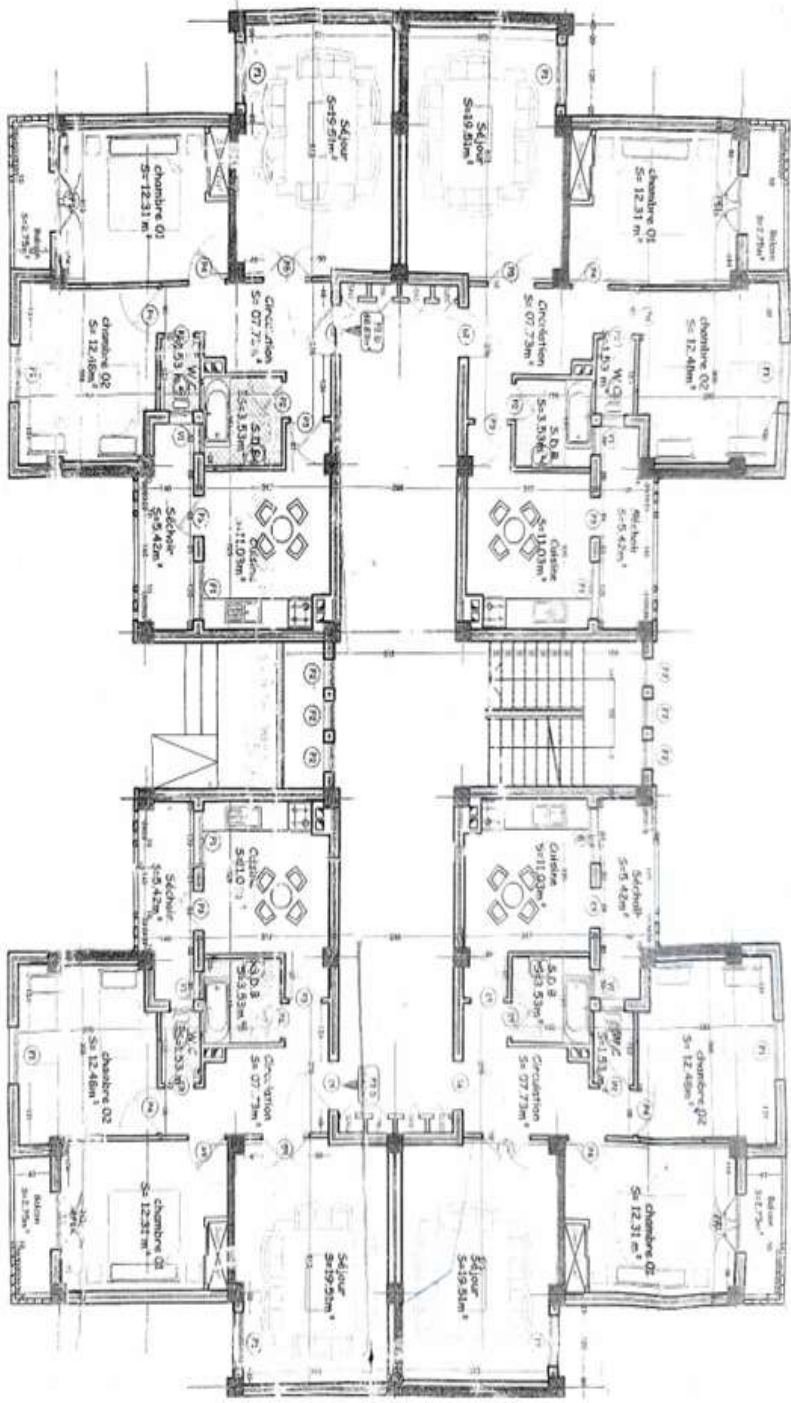
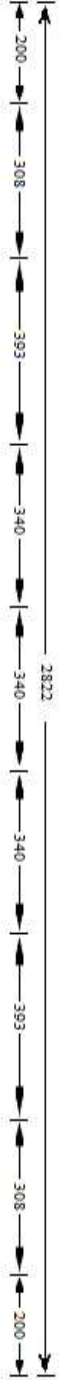
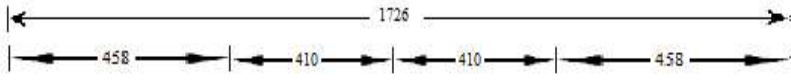


Façade principale



PLAN RDC  
ECH (1/100)





PLANTAGES COITRANT  
ECH (1/100)

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

## SECTION REELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armature de diamètre Ø en mm.

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33