



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
People's Démocratique Republic of Algeria  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministry of Higher Education and Scientific Research  
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم  
University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculty of Sciences and Technology  
قسم الهندسة المدنية  
Civil engineering department



N° d'ordre : M ...../GC/2023

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Thème :

*Étude d'un bâtiment à usage multiple  
(R+10+ssol) contreventé par des voiles*

Présenté par :

- OULD RABAH SARRA
- GHEZAZLI HAYET

Soutenu le //2023 devant le jury composé de :

- Président :Mr. BAHAR SADEK
- Examineur :Mr. SADKI NIZAR
- Encadrant :Mr. BELHOUARI FETHI

Année universitaire(2023/2024)

# *Remerciements*

*Grâce à Dieu le Tout-Puissant et Bienveillant. Nous exprimons notre reconnaissance à Allah pour nous avoir accordé la santé, le courage et la patience nécessaires pour poursuivre nos études et mener à bien ce modeste travail.*

*Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir.*

*Nous tenons aussi à présenter nos profonds respects à notre encadrant Mr BELHOUARI. F, Nous lui adressons notre sincère gratitude pour son encadrement fructueux, sa générosité et son suivi au cours de notre travail, Nous le remercions également pour les précieux conseils et informations qu'il a mis à notre disposition.*

*Nous adressons aussi nos vifs remerciements aux membres de jury qui nous ont honorés avec leur présence pour l'évaluation de notre travail.*

*Nous tenons également à remercier toutes l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur civil.*

*Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

# ***Dédicace***

*C'est avec une joie immense et le cœur ému que je dédie ce mémoire à ma chère famille pour leurs affections inépuisables et leurs précieux conseils. Ils n'ont cessé de prier pour moi durant mon cursus scolaire et m'ont encouragé régulièrement.*

## ***A ma chère mère***

*Source inépuisable de tendresse, de patience et de sacrifices. Ta prière et bénédiction m'ont été d'un grand secours tout au long de ma vie. Quoique je puisse dire et écrire, je ne pourrais exprimer ma grande affection et ma profonde reconnaissance. J'espère ne jamais te décevoir, ni trahir ta confiance et tes sacrifices. Puisse Dieu tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.*

## ***A mon cher père***

*De tous les pères, tu es le meilleur. Aucune dédicace ne saurait exprimer ma reconnaissance et mon profond amour. Puisse dieu vous préserver et vous procurer santé et bonheur, vous êtes et vous resterez pour moi ma référence, la lumière qui illumine mon chemin. Ce travail est le résultat de l'esprit de sacrifice dont vous avez fait preuve, de l'encouragement et le soutien que vous ne cessez de manifester, j'espère que vous y trouverez les fruits de votre semence et le témoignage de ma grande fierté de vous avoir comme père.*

## ***A mon cher grand frère et sœur***

*Pour votre dévouement, votre compréhension et votre grande tendresse, qui en plus m'ont encouragé tout le long de mes études, m'ont consacré beaucoup de temps et disponibilité, et qui par votre soutien, votre conseils et votre amour, m'ont permis d'arriver jusqu'à ici car vous avez toujours cru en moi, Merci d'avoir toujours soutenu et merci pour tous les bons moments passé ensemble, et ce n'est pas fini.*

## ***A mes amies Saliha, Zineb***

*Je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées, vous êtes pour moi des sœurs et des amies sur qui je peux compter. En témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.*

**SARRA**

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail A La mémoire de ma grand-mère dont j'aurais souhaité partager ce moment de joie, repose en paix.*

*A mes chers parents qui ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui et qui m'ont soutenu depuis mon premier jour à l'école, aucun remerciement n'est à la hauteur d'exprimer votre dévouement et vos sacrifices.*

*A mes sœurs et mes frère pour vos encouragements et gratitudes tout au long de ma vie, que du bonheur et de la réussite pour vous.*

*A ma chère binôme sarra pour les moments vécus et les projets réalisés ensembles dans des ambiances inoubliables, A nos futurs projets.*

*A ma grande famille, mes cousins et mes tantes qui m'ont toujours soutenu dans mon cursus et dans ma vie.*

*A mes enseignants qui m'ont accompagné et orientés durant mes études depuis le cycle primaire.*

*A mes nombreux amis qui m'ont aidé pour l'élaboration de ce projet et pour la totalité des réussites atteintes dans ma vie.*

***HAYET***

## Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment (RDC+10 étages) en béton armé, à usage multiple (commercial, habitation) un rez- de- chaussée se composent de magasin et le premier étage jusqu'au dixième étage des appartements résidentiel qui est implanté à (kharrouba) dans la wilaya de Mostaganem, Cette région classée sous la zone sismique IIa, La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement voiles porteurs. Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement algérien en vigueur (RPA version 2003) et le document technique CBA93. L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel ROBOT

cette étude se compose de quatre parties :

Partie 1 : Description générale du projet et affichage des caractéristiques des matériaux utilisés, puis donner les dimensions initiales des éléments et la charge de chaque élément.

Partie 2 : Etude des éléments secondaires du bâtiment.

Partie 3 : Etude dynamique du bâtiment par **ROBOT**.

Partie 4 : Comprend sur l'étude des parties résistantes de bâtiment (poteaux, portées des murs armés et des fondations)

## Abstract

This project consists of studying a building (ground floor+ 10 floors), in reinforced concrete, for multiple uses ( commercial, residential) a ground floor consists of a store and the first floor up to the tenth floor of apartments residential which is located in (kharrouba) in the wilaya of Mostaganem, this region classified under seismic zone IIa, The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a support sail bracing system. The sizing and calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian regulations in force (RPA version 2003) and the technical document CBA93. The seismic study was carried out using the numerical method based on the finite element method using the software ROBOT

This study consists of four parts:

Part 1: General description of the project and display of the characteristics of the materials used, then give the initial dimensions of the elements and the load of each element.

Part 2: Study of the secondary elements of the building.

Part 3: Dynamic study of the building by **ROBOT**.

Part 4: Includes on study of resistant parts of building (columns, steel concrete walls and foundations).

## ملخص

يهدف المشروع الى دراسة عمارة (طابق ارضي +10 طوابق) من الخرسانة المسلحة, ذات استعمال تجاري و سكني , الطابق الارضي يتكون من متجر اما الطابق الاول حتى العاشر يتكون من شقق سكنية تقع في ولاية (خروبة) بولاية مستغانم, هذه المنطقة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa, يتم مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية محققة بواسطة نظام العارضات والأعمدة والجدار المسلح. قياس الأبعاد والتسليح بالفولاذ لكل العناصر المقاومة تمت طبقا للمعايير والقوانين المعمول بالجزائر قانون الخرسانة المسلحة 93, القواعد الجزائية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003, تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية باستعمال برنامج تحليل الهياكل ROBOT

تتكون هذه الدراسة من اربعة أجزاء :

الجزء الاول: وصف عام للمشروع وعرض خصائص المواد المستخدمة وإعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وحمولتها لكل عنصر

الجزء الثاني: دراسة العناصر الثانوية للبناية.

الجزء الثالث: الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج ROBOT.

الجزء الرابع: يشمل على دراسة الاجزاء المقاومة للبناية (الاعمدة الروافد الجدران المسلحة و الاساسات).

# *sommaire*

## **CHAPITRE I :PRESENTATION DU PROJET**

I.1. Introduction :.....	1
I.2. Présentation du projet : .....	1
I.3. Caractéristiques géométriques de la structure: .....	2
I.3.1. Caractéristiques géométriques :.....	2
I.3.2 Donnée géotechniques du site :.....	2
I.4. Caractéristiques technique :.....	2
I.5. Caractéristiques des matériaux de construction :.....	3
I.5.1. Le béton :.....	4
I.5.2. L'acier : .....	6
I.6. Conclusion : .....	8

## **CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

II.1. Introduction : .....	9
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :.....	9
II.2.1. Pré dimensionnement des poutres :.....	9
II.3. Pré dimensionnement des planchers : .....	10
II.3.1. Les planchers à corps creux: .....	10
II. 3.2. Les poutrelles : .....	10
II.3.3. plancher à dalle pleine: .....	11
II.4. Pré dimensionnement des voiles de contreventement :.....	12
II.5. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) : .....	12
II.5.1.Charges permanentes : .....	12
II.5.2. Charges d'exploitation :(DTR B.C. 2.2 –Art 7 .2.1).....	14
II.6.Redimensionnement des poteaux :.....	15
II.6.1. Loi de dégression des charges d'exploitation : .....	16
II.6.2. Calcul de la section de poteau :.....	17
II.7. Prédimensionnement de L'acrotère : .....	21

## **CHAPITRE III : ETUDE DES PLANCHERS**

III.1. Introduction :	21
III.2. Les planchers en corps creux :	21
III.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :	21
III.2.2. Ferrailage de la dalle de compression :[BAEL91/B.6.8,423] :	22
III.2.3 Étude des poutrelles :	22
III.2.4 Calcul de poutrelle :	23
III.2.5 Calcul de ferrailage :	38
III.2.6 Vérification de la flèche :	41
III.3. Plancher à dalle pleine :	44
III.3.1. Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :	45
III.3.2. Calcul du ferrailage de la dalle pleine :	47
III.3.3. Vérification des contraintes de cisaillement :	51
III.3.4 Dessin de ferrailage :	51

## **CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX**

IV.1. l'acrotère :	52
IV.1.1. Définition :	52
IV.1.2. Détermination des sollicitations :	52
IV.1.3.Calcul de l'excentricité :	52
IV.1.4.Détermination du ferrailage :	53
IV.1.5.Détermination des contraintes :	53
IV.2.l'escalier :	56
IV.2.1. Prédimensionnement :	56
IV.2.2. Calcul de ferrailage :	61
IV.2.3. Vérification de la contrainte de cisaillement :	64
IV.2.4.Marches porteuses :	64
IV.2.5. Calcul de la poutre brisée :	67
IV.3 Les balcons :	73
IV. 3.1. Calcul du ferrailage :	74
IV.3.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :	75
IV.3.3. Calcul du la flèche :	75

## **CHAPITRE V: ETUDE DYNAMIQUE**

V.1. Introduction :	78
V.2. Choix de la méthode de calcul :	78
V.2.1. Méthode statique équivalente :	78
V.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :	78
V.3. Modélisation de la structure :	82

V.4. Calcul de la force sismique totale : .....	82
V.5. Vérification :(ART 4.3.4 RPA99/V2003).....	84
V.5.1. vérification la résultante des forces sismiques :.....	85
V.5.2. Vérification des déplacements inter étage : .....	85
V.5.3. Vérification de l'effet $P - \Delta$ .....	86
V.5.4. Vérification de renversement : .....	87
V.6. Conclusion : .....	89

## **CHAPITRE VI : ETUDE DES PORTIQUES**

VI.1 Introduction : .....	90
VI.2 Etude des poutres : .....	90
VI.2.1 Combinaisons des charges:.....	90
VI.2.2 Combinaisons fondamentales: .....	90
VI.2.3 Ferrailage des poutres :.....	90
VI.2.4 Vérifications des règlements : .....	90
VI.2.5 Les sollicitations des poutres :.....	91
VI.3. Les Poteaux : .....	96
VI.3.1. Principe de calcul : .....	97
VI.3.2. Armatures longitudinales : .....	97
VI.3.3. Exemple de calcul : .....	99
VI.3.4. Vérification de l'effort tranchant :.....	110

## **CHAPITRE VII : ETUDE DES VOILES**

VII.1. Introduction : .....	113
VII.2. Ferrailage des voiles : .....	113
VII.2.1. Ferrailage des voiles de contreventement : .....	113
VII.2.2. Ferrailage de voile périphérique : .....	121

## **CHAPITRE VIII : Etude de fondation**

VIII.1. Introduction .....	127
VIII.2 Combinaisons de calcul :.....	127
VIII.3 Choix du type de fondation : .....	127
VIII.4 Calcul des semelles isolées : .....	127
VIII.4.1 Pré dimensionnement : .....	127
VIII.5 Etude du radier général : .....	128
VIII.5.1. Pré dimensionnement:.....	130

VIII.5.2 Vérification des contraintes sous radier :.....	<b>130</b>
VIII.5.3. Ferrailage du radier :.....	<b>131</b>
VIII.5.4. Calcul de débordement .....	<b>137</b>
<b>VIII.6. Ferrailage des nervures : .....</b>	<b>139</b>
VIII.6.1. Prè-dimentionnement des poutres :.....	<b>139</b>
VIII.6.2. Ferrailage des poutres :.....	<b>139</b>
VIII.6.3. Armature transversales : .....	<b>147</b>

# Liste des figures

## Chapitre I

Figure I. 1: Plan de rez-de-chaussée.....	1
Figure I. 2: Plan de 1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup> étage .....	2
Figure I. 3: Dessin représente les maçonneries .....	3
Figure I. 4: Diagramme contraintes déformations du béton en compression à l'ELU.....	5
Figure I. 5: Diagramme contrainte déformation du béton en compression à l'ELS.....	6
Figure I. 6: Diagramme contraintes - déformations defdc l'acier.....	7

## Chapitre II

Figure II. 1: Section des poutres .....	10
Figure II. 2: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	10
Figure II. 3: Schéma d'une poutrelle .....	11
Figure II. 4: Plancher dalle pleine.....	12
Figure II. 5: voile en élévation.....	12
Figure II. 6: Section réduite du béton. ....	15
Figure II. 7: Surface afférente du poteau le plus sollicité.....	18
Figure II. 8: Dimension de l'acrotère .....	21

## Chapitre III

Figure III. 1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux. ....	21
Figure III. 2: Dimensions des poutrelles. ....	21
Figure III. 3: Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 01 de poutrelle en ELU ....	27
Figure III. 4 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU pour poutrelle 01 .....	27
Figure III. 5: Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 01 de poutrelle en ELS .....	29
Figure III. 6: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS pour poutrelle 01.....	30
Figure III. 7: coupe transversale au niveau de la poutrelle .....	41
Figure III. 8: centre du gravite du plancher .....	42
Figure III. 9: dimensions d'un panneau de dalle.....	44
Figure III. 10: enrobage.....	44
Figure III. 11: schéma représentatif des différents types de panneaux. ....	46
Figure III. 12: section de calcul.....	47
Figure III. 13: section de calcul.....	49
Figure III. 14: disposition des armatures de la dalle pleine.....	52

## Chapitre IV

Figure IV. 1: Dimension de l'acrotère.....	52
Figure IV. 2: schéma de ferrailage de l'acrotère. ....	55
Figure IV. 3: Vue en plan. ....	56
Figure IV. 4: Schéma statique. ....	58
Figure IV. 5: Ferrailage de la paillasse.....	64
Figure IV. 6: Dessin du ferrailage de la marche porteuse. ....	67
Figure IV. 7: section de calcul .....	69
Figure IV. 8: section de calcul .....	70
Figure IV. 9: Section de calcul.....	74
Figure IV. 10: Ferrailage de balcon.....	76

## Chapitre V

Figure V. 1: Vue de la structure modélisée .....	82
Figure V. 2: Disposition des voiles. ....	82
Figure V. 3: Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y).....	84
Figure V. 4: Le 2ème mode de vibration est une translation suivant l'axe (x-x). ....	84
Figure V. 5: le 3ème mode de torsions. ....	84

## Chapitre VI

Figure VI. 1: Ferrailage de la poutre principale. ....	96
Figure VI. 2: Position du Point d'application de l'effort normal N'I. ....	101
Figure VI. 3: Ferrailage du poteau.....	112

## Chapitre VII

Figure VII. 1: Sollicitations de calcul d'un voile. ....	113
Figure VII. 2: Sections de calcul.....	114
Figure VII. 3: disposition des armatures verticales dans les voiles .....	115
Figure VII. 4: Dimension du voile. ....	116
Figure VII. 5: Position de N'I M'I et M1 sur la section transversale. ....	117
Figure VII. 6: Section de calcul. ....	118
Figure VII. 7: Section de calcul. ....	119
Figure VII. 8: Ferrailage de voile de contreventement .....	121
Figure VII. 9: Schéma statique d'un voile périphérique.....	122
Figure VII. 10: Ferrailage de voile périphérique.....	126

## Chapitre VIII

Figure VIII. 1: Schéma de transmission des charges pour les poteaux.....	129
Figure VIII. 2: dimensions du radier. ....	130
Figure VIII. 3: Diagramme des Contraintes.....	131
Figure VIII. 4: Diagramme des moments dans le sens x-x. ....	131
Figure VIII. 5: Diagramme des moments dans le sens x-x. ....	131
Figure VIII. 6: Diagramme des moments dans le sens y-y. ....	134
Figure VIII. 7: schéma statique du débord. ....	137
Figure VIII. 8: section de calcul .....	137
Figure VIII. 9: dimensions de la poutre.....	139
Figure VIII. 10: Distribution des charges sur les poutres principales.....	139
Figure VIII. 11: Distribution des charges sur les poutres secondaires.....	140
Figure VIII. 12: ferrailage de la poutre principale. ....	148
Figure VIII. 13: ferrailage de la poutre secondaire .....	148
Figure VIII. 14: ferrailage de la dalle du radier. ....	148

# Liste des tableaux

## Chapitre I

Tableau I. 1 : Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques. ....	6
---	---

## Chapitre II

Tableau II 1 : Charge permanente revenant au plancher terrasse. ....	13
Tableau II 2 : Charge permanente revenant à l'étage courant. ....	13
Tableau II 3 : Charge permanente revenant à la dalle pleine. ....	14
Tableau II 4 : Charge permanente due aux murs extérieurs. ....	14
Tableau II 5 : Charges d'exploitation (Q) ....	14
Tableau II 6 : récapitulatif des charges et leurs combinaisons. ....	15
Tableau II 7 : récapitulatif des charges et des surcharges cumulées. ....	17
Tableau II 8 : Tableau récapitulatif de section des poteaux. ....	18
Tableau II 9 : Tableau récapitulatif de section des poteaux. ....	19
Tableau II 10 : Tableau récapitulatif de section des poteaux. ....	19
Tableau II 11 : Récapitulatif des sections des poteaux. ....	20

## Chapitre III

Tableau III 1 : Évaluation des charges. ....	22
Tableau III 2 : tableau récapitulatif des sollicitations des planchers terrasse. ....	37
Tableau III 3 : Tableau récapitulatif. ....	46
Tableau III 4 : Tableau des moments fléchissant maximums. ....	47

## Chapitre IV

Tableau IV 1 : Charge permanente de la paillasse. ....	57
Tableau IV 2 : Charge permanente de la paillasse. ....	58
Tableau IV 3 : Charge permanente de marche. ....	64
Tableau IV 4 : Charges permanentes de balcon. ....	73

## Chapitre V

Tableau V 1 : Pénalités du facteur de qualité. ....	79
Tableau V 2 : Taux de participation modale. ....	83
Tableau V 3 : les forces sismiques des deux directions. ....	85
Tableau V 4 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y. ....	85
Tableau V 5 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens XX et sens Y-Y. ....	86
Tableau V 6 : Vérification de renversement. ....	87

## Chapitre VI

Tableau VI 1 : Tableau des sollicitation. ....	91
Tableau VI 2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts normaux. ....	91
Tableau VI 3 : Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres. ....	95
Tableau VI 4 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et des efforts tranchants. .	99
Tableau VI 5 : Tableau récapitulatif des ferrailages des poteaux. ....	111

## Chapitre VII

Tableau VII 1 : Les sollicitations de calcul XX. ....	116
Tableau VII 2 : Les sollicitations de calcul YY. ....	117
Tableau VII 3 : Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée. ....	123

## ***Chapitre VIII***

<b><i>Tableau VIII 1</i></b> :Récapitulation des moments en appuis et en travées sens $x-x$ .....	132
<b><i>Tableau VIII 2</i></b> :Récapitulation des moments en appuis et en travées sens $y-y$ .....	134
<b><i>Tableau VIII 3</i></b> :dimensions des poutres .....	139
<b><i>Tableau VIII 4</i></b> :tableau récapitulatif des sollicitations des poutres.....	141
<b><i>Tableau VIII 5</i></b> :Tableau récapitulatif des sollicitations et du ferrailage des poutres.....	146

# *Notation*

**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.  
**q<sub>u</sub>** : Chargement ultime.  
**q<sub>s</sub>** : Chargement de service.  
**M<sub>f</sub>** : Moment fléchissant.  
**M<sub>t</sub>** : Moment de flexion en travée.  
**M<sub>a</sub>** : Moment de flexion en appui.  
**M<sub>d</sub>** : Moment en appui droite.  
**M<sub>g</sub>** : Moment en appui gauche.  
**N** : Effort normal.  
**T<sub>d</sub>** : Effort tranchant à droit du point considéré.  
**T<sub>g</sub>** : Effort tranchant à gauche du point considéré.  
**f<sub>c28</sub>** : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge.  
**f<sub>t28</sub>** : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge.  
**E<sub>ij</sub>** : Module de déformation longitudinale instantané.  
**E<sub>vj</sub>** : Module de déformation longitudinale différée.  
**γ<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité pour l'acier.  
**γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité pour le béton.  
**h** : Hauteur des éléments (poteaux, poutres).  
**b** : Largeur des éléments.  
**h<sub>0</sub>** : Hauteur de la table de compression.  
**σ<sub>b</sub>** : Contrainte de calcul dans le béton.  
**σ<sub>b</sub>** : Contrainte admissible limite dans le béton.  
**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de calcul dans l'acier.  
**σ<sub>s</sub>** : Contrainte admissible limite dans l'acier.  
**τ<sub>u</sub>** : Contrainte tangentielle de calcul.  
**τ<sub>u</sub>** : Contrainte tangentielle limite.  
**φ<sub>r</sub>** : Diamètre des armatures.  
**S** : Espacement entre armatures transversales.  
**A<sub>u</sub>** : Armatures calculées à l'ELUR.  
**A<sub>s</sub>** : Armatures calculées à ELS.  
**A<sub>a</sub>** : Armatures en appuis.  
**A<sub>t</sub>** : 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.  
**B<sub>r</sub>** : 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).  
**Δ<sub>f</sub>** : Flèche total.

# Introduction générale

Le monde a récemment connu un développement remarquable dans le domaine de la construction des bâtiments, de sorte que les ingénieurs suivent les nouvelles techniques dans ce domaine dans le but d'assurer la sécurité, la fonctionnalité, la durabilité, et l'esthétique des structures pour répondre aux besoins de la société.

Dans le domaine de la structure, le génie civil englobe la conception et l'analyse des éléments porteurs des bâtiments et des ouvrages de génie civil, tels que les poutres, les poteaux, les dalles et les fondations. Les ingénieurs structure travaillent à garantir que ces éléments sont suffisamment solides et résilients pour supporter les charges prévues et résister aux forces externes telles que le vent, la neige, les séismes et les mouvements du sol.

La résistance des bâtiments contre le séisme revêt une importance vitale pour assurer la sécurité des populations et la préservation des infrastructures urbaines. Ces événements sismiques, souvent imprévisibles et dévastateurs, peuvent causer des dommages considérables aux structures bâties, mettant en péril la vie humaine et entraînant des pertes matérielles considérables, c'est pour cela les éléments porteurs sont conçus comme des voiles qui agissent comme des éléments de contreventement en absorbant et en redistribuant les forces sismiques, ce qui contribue à stabiliser le bâtiment et à limiter les déformations excessives.

Les ingénieurs civils doivent prendre en compte divers facteurs tels que la localisation géographique, l'intensité sismique, les caractéristiques du sol et les codes de construction sismique lors de la conception et de l'analyse des bâtiments contreventés par des voiles.



# ***CHAPITRE I***

## ***Présentation du projet***

**I.1. Introduction :**

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, concernant le type de structure, les éléments structurant, la géométrie et les propriétés des matériaux.

**I.2. Présentation du projet :**

Notre projet consiste, l'étude d'un bâtiment en (S.SOL+RDC+10 étages) à usage d'habitation et commerciale. Il sera implanté dans la wilaya de MOSTAGANEM , on cite kharouba , classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/ Version2003) comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) groupe d'usage (2).La stabilité de cet ouvrage sera assurée par un système de contreventement voiles porteurs.

La structure est composée :

- D'un sous-sol est réservé pour le stationnement des véhicules (parking).
- D'un rez-de chaussée pour usage commercial.
- Du 1<sup>er</sup> étage à usage services.
- Du 2<sup>ème</sup> étage au 10<sup>ème</sup> étage à usage d'habitation, on trouve quatre appartements par étage.
- D'une cage d'escalier.
- D'une cage d'ascenseur.

Nos calculs respecterons les règlements en vigueurs , à savoir :

- RPA99/version 2003
- BAEL91
- CBA93

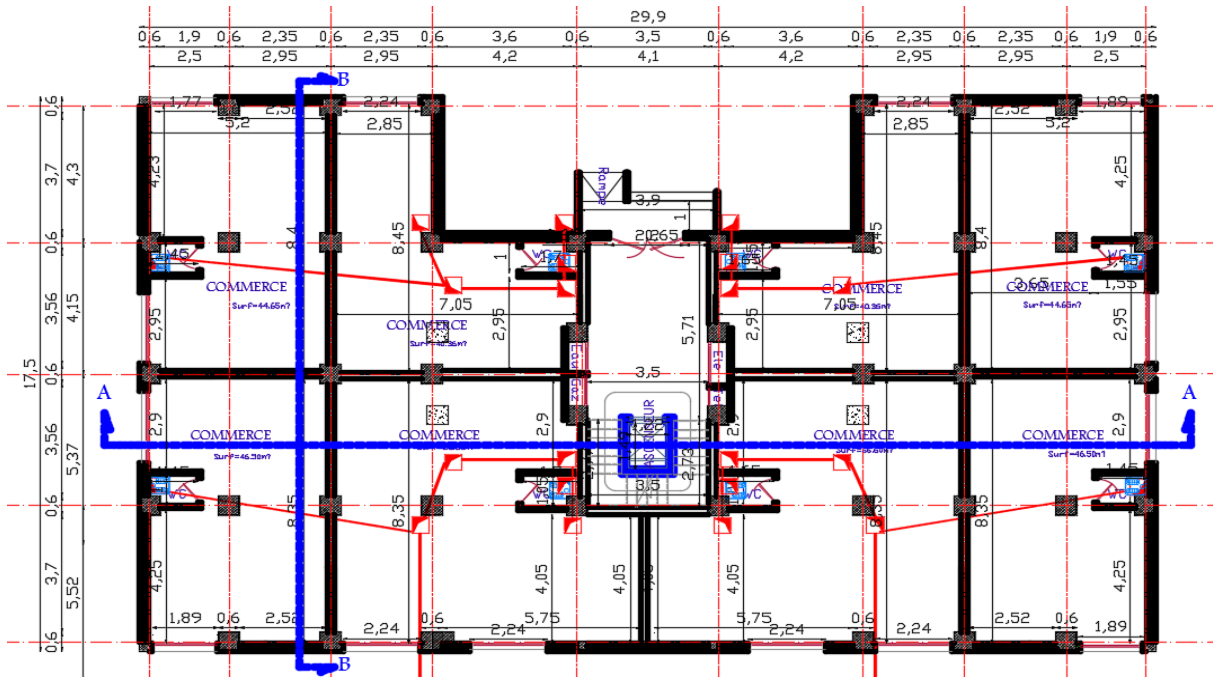


Figure I. 1:Plan de rez-de-chaussée

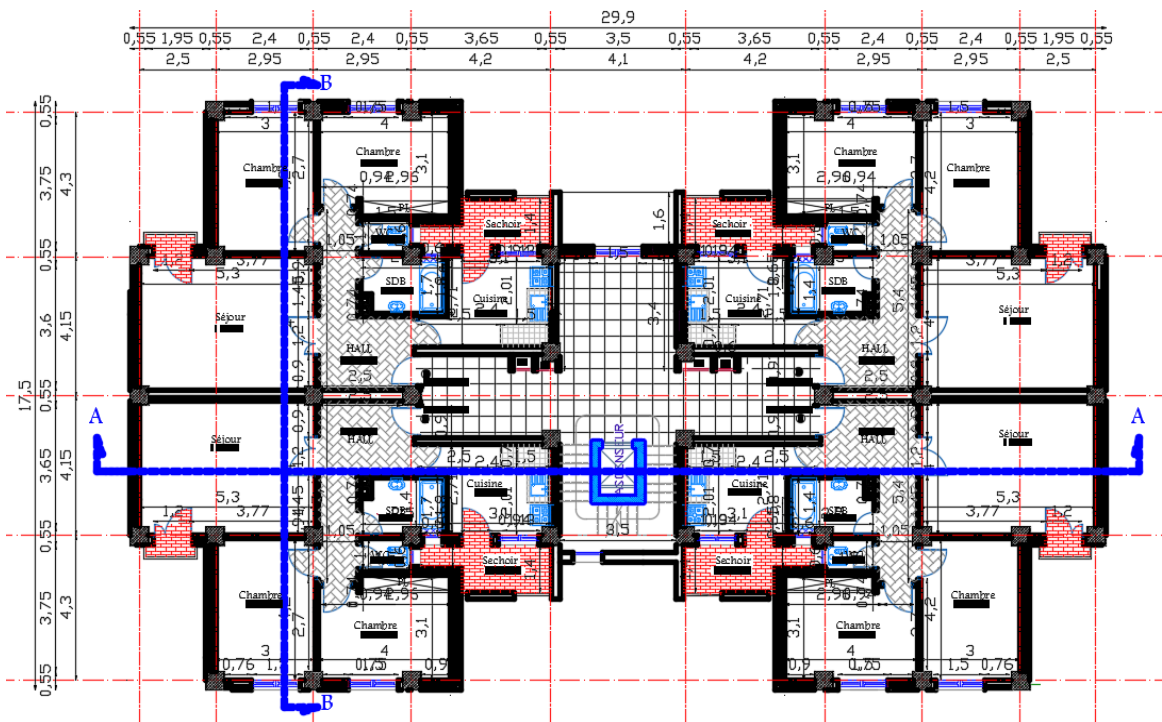


Figure I. 2: Plan de 1<sup>er</sup> au 2<sup>ème</sup> étage

**I.3. Caractéristiques géométriques de la structure:**

**I.3.1. Caractéristiques géométriques :**

- Hauteur totale du bâtiment .....36.86m.
- Hauteur du sous-sol.....3.20m.
- Hauteur de l'étage courant.....3.06m.
- Hauteur du RDC.....3.06m.
- Longueur en plan..... 29.5m.
- Largeur en plan .....17.5m.

**I.3.2 Donnée géotechniques du site :**

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte de sol de 2,5 bar.
- Le sol est classé en catégorie S3 (sol meuble) selon sa nature géotechnique.

**I.4. Caractéristiques technique :**

Notre bâtiment est contreventé par un système mixte assuré par des voiles. Le sous-sol est réalisé après l'excavation des terres où il est délimité par un voile périphérique Selon l'article 2.5.4 du RPA99 (version2003), les ouvrages doivent en général comporter :

**▪ Les voiles :**

Notre structure est assuré par des voiles de contreventement en béton armé du RDC jusqu'à 10<sup>ème</sup> étages et on a ajouté un voile périphérique pour le sous-sol

### ▪ Les planchers :

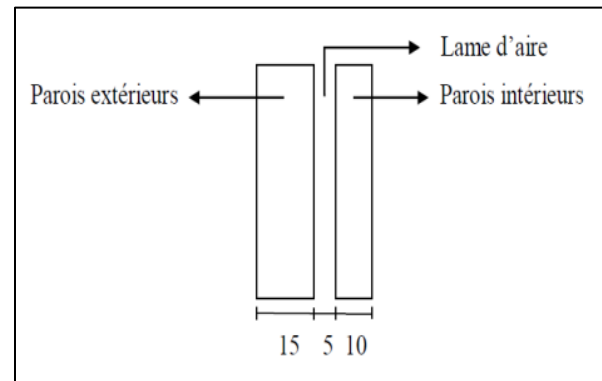
Pour notre cas, nous avons utilisé deux types de planchers:

- Plancher à corps creux pour RDC et le reste des étages.
- Plancher à dalle pleine pour le sous-sol, les balcons et les escaliers.

### ▪ Maçonnerie :

**a. Murs extérieurs :** Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10)

**b. Murs intérieurs :** Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.



*Figure I. 3: Dessin représente les maçonneries*

### ▪ Revêtement:

Le revêtement est constitué de:

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

### ▪ L'Acrotère :

Au niveau de la terrasse (inaccessible), le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé (de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur), elle a un rôle de protéger les murs extérieurs du débordement des eaux pluviales.

### ▪ Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires dans la structure servent à faciliter les déplacements verticaux entre les étages.

dans notre cas on utilise un seul type d'escalier (escalier droit avec 3 volets et 2 paliers de repos intermédiaire).

### ▪ Balcon :

Dans notre structure, on a des balcons dans la façade du bâtiment.

### ▪ Ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mécanique utilisé pour transporter des personnes ou des biens entre différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il se compose généralement d'une cabine et de machinerie.

## I.5. Caractéristiques des matériaux de construction :

Les matériaux utilisés dans la construction de cet ouvrage, à savoir le béton et l'acier, seront sélectionnés en conformité avec les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL 91) ainsi que les normes du règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

### I.5.1. Le béton :

#### a. Résistance du béton :

Le béton est un matériau obtenu par le mélange de ciment, de granulats et d'eau dans des proportions précises. En général, la composition standard d'un mètre cube de béton est la suivante

- 350 kg de ciment de type CPJ 425
- 400 kg de sable avec un diamètre maximal de 5 mm
- 800 kg de gravillons de taille 8/15 et 15/25
- 175 litres d'eau de gâchage.

#### ➤ Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression. Dans notre étude la valeur de la résistance du béton est égale à 25 MPa.

Selon l'Article (A.2.1,11 BAEL 91 modifié 99) lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous :

- Pour  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$  :  $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$  en MPa
- Pour  $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$  :  $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28}$  en MPa

#### ➤ Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la relation suivante de l'Article (A.2.1,12 BAEL 91 modifié 99) :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

#### b. Module d'élasticité du béton :

➤ **Module d'élasticité instantané [Art A.2.1.2.1]** Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée du béton est pris égal à :

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

$$\text{Alors } E_{ij} = 11000^3 \sqrt{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

➤ **Module d'élasticité différé [Art A.2.1.2.2]** Pour un chargement d'une durée d'application supérieure à 24 heures, le module de déformation différée du béton est pris égal à :

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

$$\text{Alors } E_{vj} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.1 \text{ MPa}$$

#### c. Coefficients de poisson [Art A.2.1.3] :

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

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple.

$\Delta a$  : Flambement transversal

$\Delta l$  : raccourcissement longitudinal ; Le coefficient de poisson est pris égal à :

- $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations (ELU).

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

**d. Les contraintes limites :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

La contrainte ultime du béton en compression :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

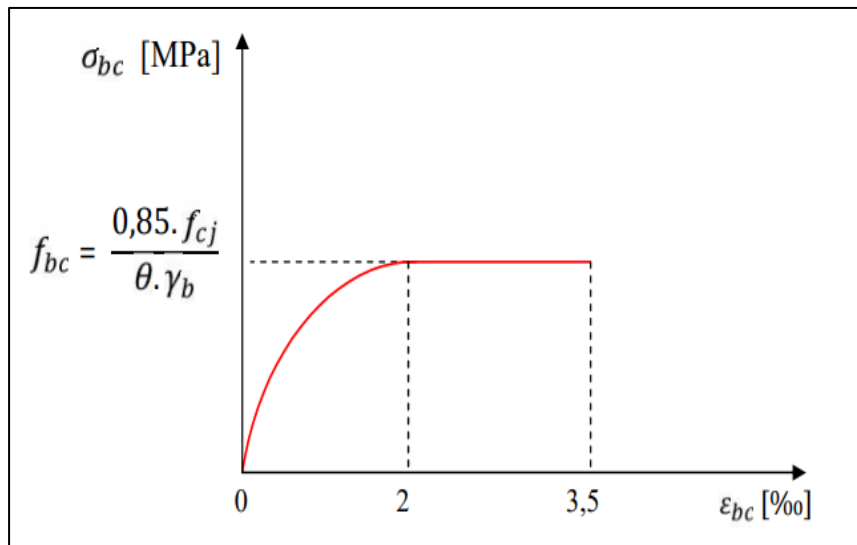
Tel que :

$\gamma_b = 1.5$  Sollicitations durables (normal).

$\gamma_b = 1.15$  Sollicitations accidentelles

$\theta$  : Coefficient qui dépend de la durée  $t$  d'application de la combinaison d'action.

$$\begin{cases} \theta = 1 & \rightarrow \text{Si: } t > 24h \\ \theta = 0.9 & \rightarrow \text{Si: } 1h < t < 24h \\ \theta = 0.85 & \rightarrow \text{Si: } t < 1h \end{cases}$$



**Figure I. 4:** Diagramme contraintes déformations du béton en compression à l'ELU

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

La contrainte du béton à l'ELS est donnée par:

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} (MPa)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{28} = 15 MPa$$

➤ **La contrainte de cisaillement dans le béton à l'E.L.U**

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

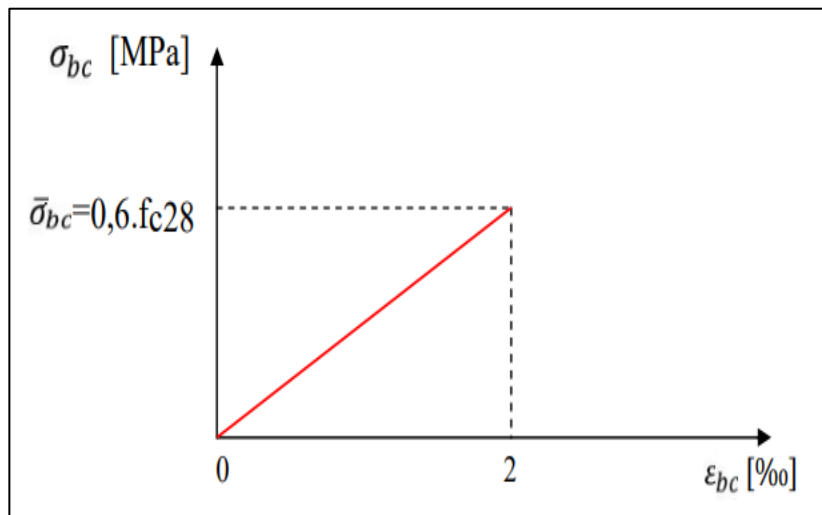
- Fissuration peu nuisible (F.P)

$$\tau_u \leq \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa$$

- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable (F.P ou F.T.P)

$$\tau_u \leq \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

Avec  $\tau_u$  : est la contrainte ultime de cisaillement.



**Figure I. 5:** Diagramme contrainte déformation du béton en compression à l'ELS

### I.5.2. L'acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface.

#### a. Principales armatures utilisées :

Dans le présent projet, on utilisera 3 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

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

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Diamètres nominaux normalisés en [mm]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	6-8	Armatures transversales (cadres, épingles, étriers, des poutres et des poteaux)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	10-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés TS	TLE520	520	$\varphi \leq 6mm$	Emplois courant pour : radier, planchers et dalles.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier  $E_s = 2.105 \text{ GPA}$

**b. Résistance caractéristique de l'acier :**

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité.

➤ **Contraintes limites  $\sigma_s$  :**

- **ELU :**  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  tq  $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas générale} \\ 1 & \text{Cas accidentelle} \end{cases}$
- **ELS :** La valeur de  $\sigma_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

1<sup>er</sup> Cas :

**Fissuration peu préjudiciable :** aucune vérification n'est demandé dans ce cas ;

2<sup>eme</sup> Cas :

**Fissuration préjudiciable :**  $\sigma_s \leq \min(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}})$  (MPa)

3<sup>eme</sup> Cas :

**Fissuration très préjudiciable :**  $\sigma_s \leq \min(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}})$  (MPa)

Avec  $\eta$  : Coefficient de fissuration :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \dots \dots \dots \text{pour les ronds lisses} \\ 1.6 & \dots \dots \dots \text{pour les HA} \end{cases}$$

Le diagramme (contrainte – déformation) à considérer dans les calculs à l'ELU de résistance est conventionnellement représenté ci-dessous

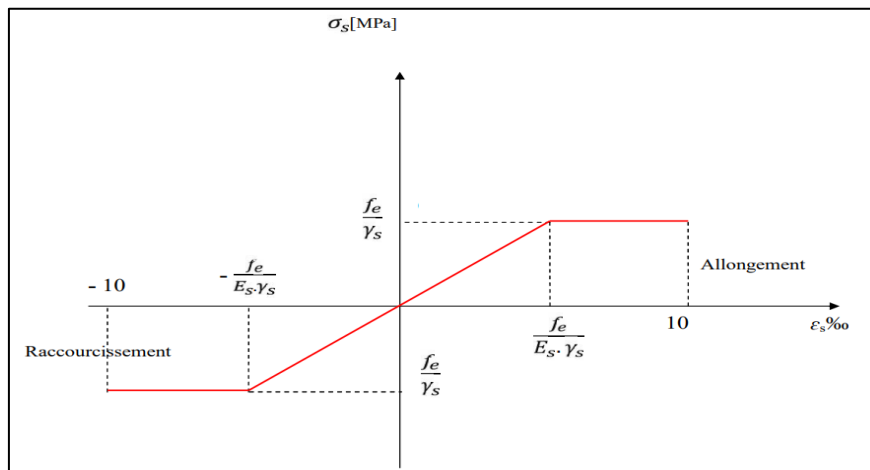


Figure I. 6: Diagramme contraintes - déformations de l'acier

**c. Protection des armatures :** (Art.A.7.1\_B.A.E.L.91\_modifié.99)

Cette protection est l'enrobage appelé « C » qui n'est autre que la distance entre le milieu externe et l'armature, il est conçu afin d'avoir un bétonnage correcte et ainsi prémunir les armatures des effets négatifs dus aux intempéries et aux différents agents agressifs. Cet enrobage doit être conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$  cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives
- $C \geq 3$  cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations) ou les éléments exposés aux intempéries (Pluie, neige...).
- $C \geq 1$  cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

### **I.6. Conclusion :**

Dans ce premier chapitre, on a pu faire une description générale du projet, déterminer les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux constituant des éléments dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.

# ***CHAPITRE II***

## ***Pré dimensionnement des éléments structuraux***

**II.1. Introduction :**

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l’ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré-dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations, ces dimensions sont choisies selon les règles du RPA99 Version 2003 et du BAEL 91.

**II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :**

**II.2.1. Pré dimensionnement des poutres :**

**II.2.1.1. Les poutres principales :**

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction, conçue pour résister à la flexion.

- Selon le B.A.E.L.91, le critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.8h \end{cases}$$

Avec  $\begin{cases} ht: \text{hauteur totale de la poutre} \\ b: \text{largeur de la poutre} \\ L: \text{la plus grande portée libre entre axes d'appuis} \\ d: \text{hauteur utile} \end{cases}$

$$L = 430\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} 28.67 \text{ cm} \leq h \leq 43 \\ 16 \leq b \leq 32 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{on prendre } \mathbf{h = 40cm} \\ \text{on prendre } \mathbf{b = 30cm} \end{array}$$

-Selon le R.P.A 99(version 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions

$$\text{suivantes : } \begin{cases} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ ht = 40 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{ht}{b} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres principales (30x40) cm<sup>2</sup>

**II.2.1.2. Les poutres secondaires :**

$$L = 420\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \\ 14 \leq b \leq 28 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{on prendre } \mathbf{h = 35cm} \\ \text{on prendre } \mathbf{b = 30cm} \end{array}$$

-Selon le R.P.A 99(version 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions

$$\text{suivantes : } \begin{cases} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ ht = 35 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{ht}{b} = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires (30x35) cm<sup>2</sup>

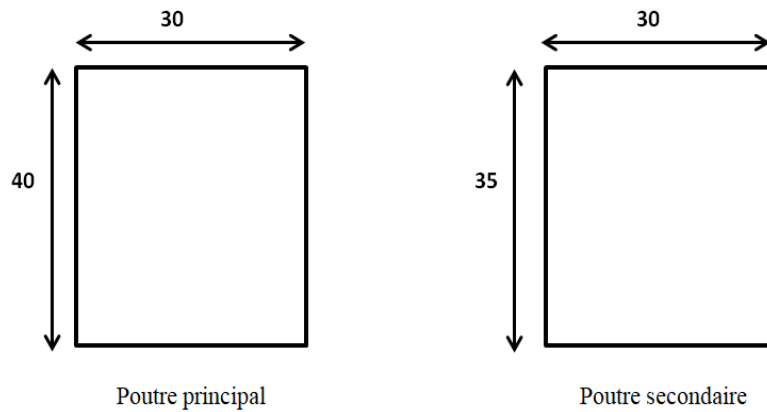


Figure II. 1: Section des poutres

### II.3. Pré dimensionnement des planchers :

#### II.3.1. Les planchers à corps creux:

Cette solution très communément employée dans les bâtiments d’habitation, elle consiste à utiliser des corps creux (hourdis). Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, selon le BAEL91.

❖ **Condition de flèche : BAEL91**

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles (L= 420-30=390 cm).

$$\frac{L_{max}}{25} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow 15.6 \leq ht \leq 19.5$$

On prend **ht=20cm**

On choisit un plancher à corps creux de type (16+4)

- { h = 16cm → corps creux
- { h0 = 4cm → dalle de compression
- { ht = 20cm → la hauteur totale du plancher

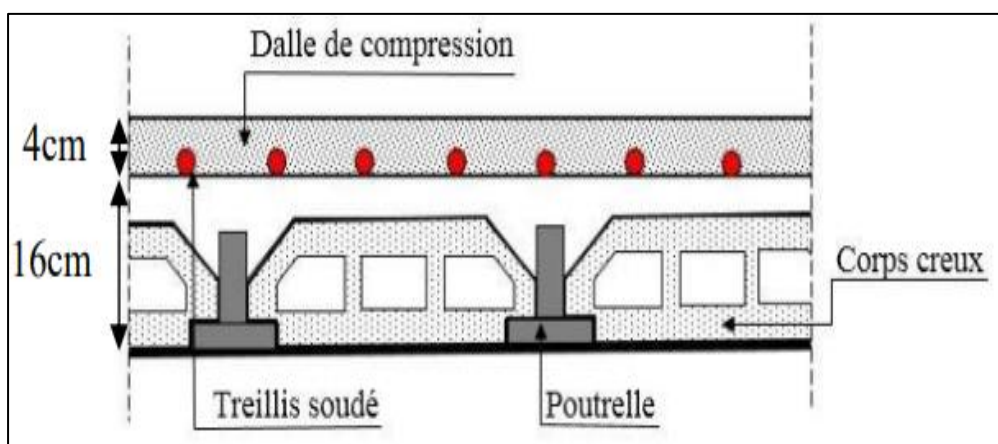


Figure II. 2: Coupe transversale d'un plancher à corps creux

#### II. 3.2. Les poutrelles :

une poutrelle désigne un élément porteur d'un plancher à corps creux

D'après le RPA :

$$\begin{cases} b_0 \geq 20\text{cm} \\ 0.4h < b_0 < 0.8h \end{cases} \Rightarrow 8 < b_0 < 16$$

On prend **b<sub>0</sub>=12cm**

- L'épaisseur de la dalle de compression est de 4 cm (**h<sub>0</sub> = 4 cm**).
- La largeur de la dalle de compression est de 2 fois la largeur des corps creux ajoutée à la largeur de la nervure ( $b = 2b_1 + b_0$ )

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n - b_0}{2}; \frac{L}{10} \right\} \Rightarrow b_1 = \min \left\{ \frac{60 - 12}{2}; \frac{420}{10} \right\}$$

On prend : **b<sub>1</sub>=24cm**

Donc : **b=60 cm**

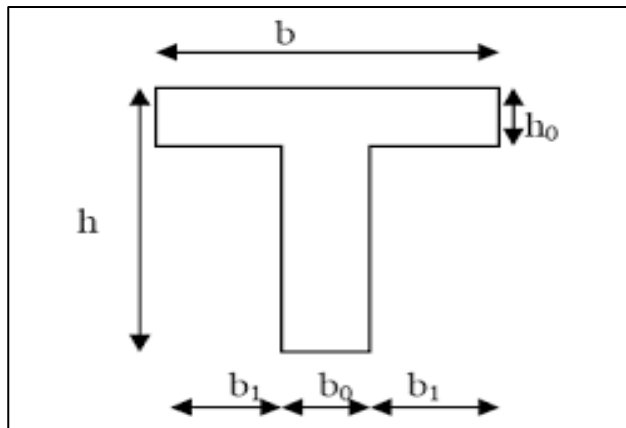


Figure II. 3: Schéma d'une poutrelle

### II.3.3. plancher à dalle pleine:

Le plancher en dalle pleine est utilisé dans le sous-sol et les balcons. Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à :  $L_x = 415\text{cm}$  ,  $L_y = 545\text{cm}$

Avec :  $L_x \leq L_y$

- $L_x$  : Plus petite dimension du panneau de dalle
- $L_y$  : Plus grande dimension du panneau de dalle.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{415}{545} = 0,76 \dots \dots \dots 0.4 \leq \rho = 0.76 \leq 1 \Rightarrow \text{Dalle porte dans les deux sens.}$$

$$h_{d1} = \left( \frac{L_x}{50} \div \frac{L_x}{40} \right) \rightarrow \left( \frac{415}{50} \div \frac{415}{40} \right) = (8.3 \leq h_{d1} \leq 10.37) = 10\text{cm}$$

L'épaisseur des dalles pleines dépend aussi souvent des conditions suivantes :

- **Condition d'isolation acoustique:**
  - Contre les bruits ariens :  $h_{d2}=14\text{cm}$ .
  - Contre les bruits impacts :  $h_{d2}=16\text{cm}$ .
- **Condition de sécurité en matière d'incendie :**
  - Pour une heure de coup de feu  $\Rightarrow h_{d3} = 7\text{cm}$ .
  - Pour deux heures de coup de feu  $\Rightarrow h_{d3} = 11\text{cm}$ .

- Pour quatre heures de coup de feu  $\Rightarrow h_{d3} = 17.5 \text{ cm}$

Donc pour satisfaire les différentes conditions ci-dessus, on adoptera comme épaisseur pour la dalle pleine :

$$h_d = \max(h_{d1} ; h_{d2} ; h_{d3}) = \max(10; 16; 11) \text{ cm} = 16 \text{ cm}$$

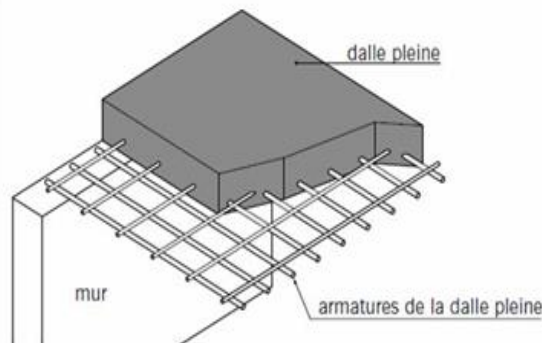


Figure II. 4: Plancher dalle pleine

#### II.4. Pré dimensionnement des voiles de contreventement :

Le système de contreventement utilisé dans notre cas est mixte assuré par des voiles et des portiques. Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

- Voile de contreventement :

$$e \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow e \geq \frac{266}{20} = 13.3 \text{ cm}$$

On adopte pour les voiles de contreventement:

$$e = 20 \text{ cm}$$

- Voile périphérique

$$e \geq \frac{h_e}{25} \rightarrow e \geq \frac{280}{25} = 11.2 \text{ cm}$$

On adopte pour les voiles périphérique:

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

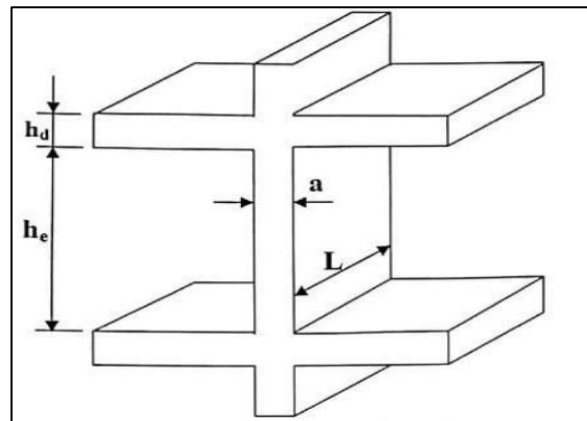


Figure II. 5: voile en élévation

#### II.5. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :

##### II.5.1.Charges permanentes :

- Plancher terrasse (inaccessible):

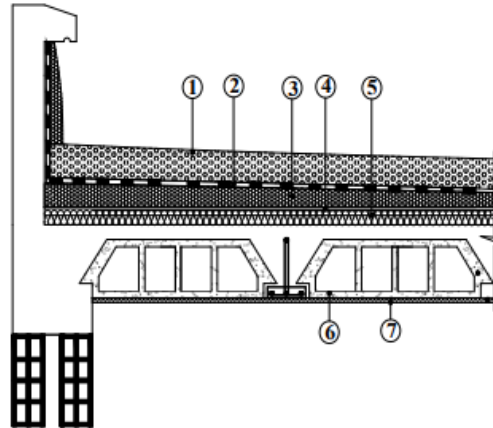
On a : la charge  $G = \rho \times e$

$\rho$ : C'est le poids volumique ;

$e$ : L'épaisseur de l'élément

Tableau II 1 : Charge permanente revenant au plancher terrasse.

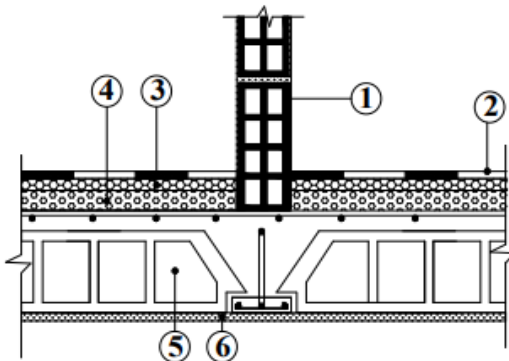
Désignation des éléments		Epaisseur (m)	pois volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Graviers roulés (8/15+15/25)	0.05	17	0.85
2	étanchéité multi couches	0.02	6	0.12
3	béton en forme de pente	0.105	22	2.31
4	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
5	Lit de polyane	1 feuille	0.01	0.01
6	Plancher corps creux	(16+4)	14	2.8
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
8	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				GT=6.81



➤ Plancher RDC & étage courant :

Tableau II 2 : Charge permanente revenant à l'étage courant.

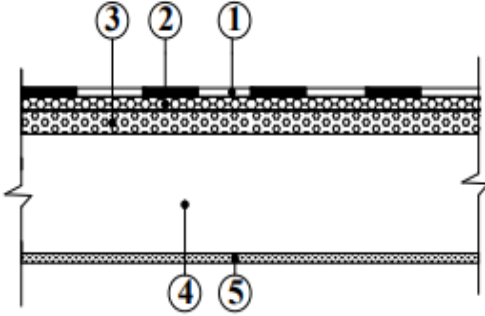
Désignation des éléments		Epaisseur (m)	pois volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	maçonnerie en briques creuse	0.10	17	0.85
2	revêtement en carrelage	0.02	6	0.12
3	mortier de pose	0.03	18	1.80
4	couche de sable	0.02	4	0.16
5	plancher en corps creux	0.16+0.04	/	2.8
6	enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				GE=5.93



➤ Plancher dalle pleine:

Tableau II 3 : Charge permanente revenant à la dalle pleine.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	pois volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Chape de mortier	0.02	22	0.44
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en BA	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.24
TOTAL				GD=5.19

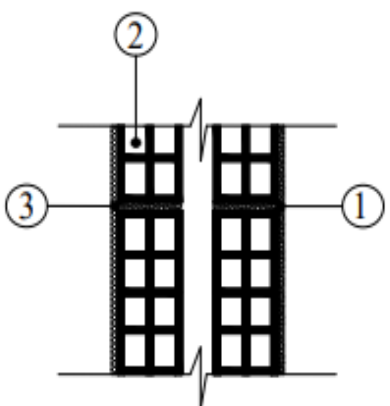


➤ Maçonnerie:

Les murs extérieurs :

Tableau II 4 : Charge permanente due aux murs extérieurs

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	pois volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	enduit au plâtre	0.02	10	0.20
2	briques creuses	0.10	9	0.9
2	briques creuses	0.15	13.5	2.025
3	enduit ciment	0.03	18	0.54
4	Lame d'air	0.05	0	0
TOTAL				GME= 3.665



II.5.2. Charges d'exploitation :(DTR B.C. 2.2 –Art 7 .2.1)

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suite :

Tableau II 5 :Charges d'exploitation (Q)

Eléments	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Acrotère	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher d'étage courant (habitation)	1.50
Plancher RDC (service)	2.50

Balcon	3.50
Escalier	2.50

Tableau II 6 : récapitulatif des charges et leurs combinaisons

Charges Etage	Destination S	G [KN/m2]	Q [KN/m2]	E.L.U qu=1.35G+ 1.5Q[KN/m2]	E.L.S qser=G+Q [KN/m2]	Bande (e)[m]	qu=qu×e [daN/mL]	qs=qser×e [daN/mL]
Plancher Terrasse	Accessible	6.81	1	10.69	7.81	0.6	6.41	4.68
1 <sup>er</sup> étage au 10 <sup>ème</sup> étage	Habitation	5.93	1.5	10.25	7.43	0.6	6.15	4.45
RDC	Commercial	5.19	2.5	10.75	7.69	1	10.75	7.69

**II.6.Redimensionnement des poteaux :**

Les poteaux sont dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure, c’est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d’angle. Pour chaque type de poteau en lui affectant la surface du plancher chargée.

Les poteaux doivent satisfaire le critère de stabilité au flambement et le critère de résistance.

Critère de résistance :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \times \frac{A}{B_r} \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

On prend : Zone (IIa) A/Br = 0.008 (RPA99 version 2003).

- σs : Contrainte de l’acier :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$
- σb : Résistance de calcul du béton :  $\sigma_b = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$
- Br:Section réduit du poteau :  $B_r = (a - 2)(b - 2)$  a et b : en [cm]

Suivant les règles BAEL 91: pour un poteau rectangulaire (a ≤ b), il est préférable de prendre λ ≤ 35

$$\beta = 1 + 0,2 \left( \frac{35^2}{35^2} \right) = 1,2$$

En introduisant les valeurs dans l’inégalité :

$$B_r \geq \frac{1,2 \times N_u}{\left[ \frac{14,17}{0,9} + 0,85 \times \frac{0,8}{100} \times \frac{400}{1,15} \right]} \times \frac{1}{10} = 0,0063 \times N_u$$

$$B_r \geq 0,0063 \times N_u (\text{cm}^2)$$

D’après le critère de résistance on a :

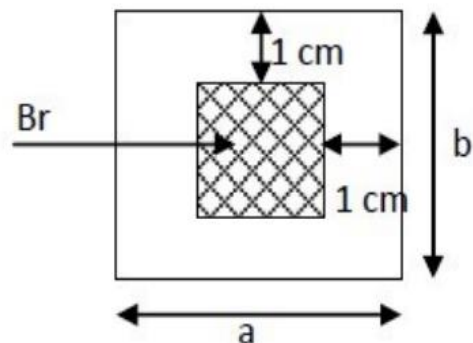


Figure II. 6: Section réduite du béton.

$$N_u = 1.15 \times p_u$$

$$p_u = 1,35N_g + 1,5N_q$$

Avec :

$N_g$ : Effort normal dus aux charges permanentes.

$N_q$ : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

**D'après les règles BAEL91 :**

On va dimensionner les poteaux en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et on va prendre :

$$a = b$$

**Condition de flambement :**

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad ; \quad \text{Avec : } i = \sqrt{\left(\frac{I}{A}\right)} \text{ et } A = a \times b$$

Avec :

$L_f$  : la longueur de flambement ; Avec  $L_f = 0.7L_0$

$L_0$ : longueur libre de poteau

$i$  : le rayon de la giration de la section de béton

$I$  : Le moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable et

$A$  : Aire de la section du béton seul.

$L_0$ : longueur libre de poteau

**Condition imposées par le RPA99/v2003 :**

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par L'RPA99 (Article : 7.4.1)

En zone les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}$$

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

$$1/4 < a/b < 4$$

avec (a,b) : dimension de la section.

h-e : Hauteur d'étage. Nous optons pour des poteaux rectangulaires.

### **II.6.1. Loi de dégression des charges d'exploitation :**

Pour le Prédimensionnement des poteaux, On utilise la loi de dégression. Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.  $Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1}$  et  $Q_n$  les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ...,  $Q_{n-1}$  et  $n$  à partir du sommet du bâtiment.

Sous terrasse. . . . .  $Q_0$

Sous étage 1. . . . .  $Q_0 + Q_1$

Sous étage 2. . . . .  $Q_0 + 0,95 ( Q_1 + Q_2 )$

Sous étage 3. . . . .  $Q_0 + 0,90 ( Q_1 + Q_2 + Q_3 )$

Sous étage 4. . . . .  $Q_0 + 0,85 ( Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 )$

Sous étage  $n \geq 5$  . . . . .  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} ( Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n )$

**Application de la loi de dégression :**

$$10^{\text{ème}} \text{étage } Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$9^{\text{ème}} \text{étage } Q_0 + Q_1 = 1,5 + 1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$8^{\text{ème}} \text{étage } Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 3,85 \text{ KN/m}^2$$

$$7^{\text{ème}} \text{étage } Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5,05 \text{ KN/m}^2$$

$$6^{\text{ème}} \text{étage } Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6,10 \text{ KN/m}^2$$

$5^{\text{ème}} \text{ étage } Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 7 \text{ KN/m}^2$   
 $4^{\text{ème}} \text{ étage } Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 7,75 \text{ KN/m}^2$   
 $3^{\text{ème}} \text{ étage } Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 8,45 \text{ KN/m}^2$   
 $2^{\text{ème}} \text{ étage } Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 9.28 \text{ KN/m}^2$   
 $1^{\text{er}} \text{ étage } Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 10.04 \text{ KN/m}^2$   
 $\text{RDC } Q_0 + 0,61(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{\text{RDC}}) = 10,76 \text{ KN/m}^2$   
 $\text{Haut sous-sol } Q_0 + 0.61(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{\text{RDC}} + Q_{\text{s-sol}}) = 12,28 \text{ KN/m}^2$

Tableau II 7 :récapitulatif des charges et des surcharges cumulées

Niveaux	Q(KN/m <sup>2</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q cumulé (kN/m <sup>2</sup> )	G cumulé (kN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	1	6.81	1	6.81
10ème étage	1.5	5.93	2.5	12.74
9ème étage	1.5	5.93	3.85	18.67
8ème étage	1.5	5.93	5.05	24.6
7ème étage	1.5	5.93	6.1	30.53
6ème étage	1.5	5.93	7	36.46
5ème étage	1.5	5.93	7.75	42.39
4ème étage	1.5	5.93	8.45	48.32
3ème étage	1.5	5.93	9.28	54.25
2ème étage	1.5	5.93	10.04	60.18
1 <sup>ère</sup> étage	1.5	5.93	10.76	66.11
RDC	2.5	5.19	12.28	71.3

**II.6.2. Calcul de la section de poteau :**

on utilise le poteau le plus sollicité (centrale), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau.

- P.P : poutre principale.  $\Rightarrow L_{affpp} = \frac{4.15}{2} + \frac{4.15}{2} = 4.09 \text{ m}$
- P.S : poutre secondaire.  $\Rightarrow L_{affps} = \frac{5.45}{2} + \frac{2.95}{2} = 4.2 \text{ m}$
- Saff : section afférente.  $\Rightarrow S_{aff} = \left(\frac{5.45}{2} + \frac{2.95}{2}\right) \left(\frac{4.15}{2} + \frac{4.15}{2}\right) = 17.15 \text{ m}$

**Application détaillé : (poteau du sous-sol)**

$N_{\text{plancher}} = 1.35G + 1.5Q$

$1.35(71.3) + 1.5(12.28) = 114.675 \text{ KN/m}^2$

$N_{PP} = 1.35 \times \rho \times b \times h \times n = 1.35 \times 25 \times 0.30 \times 0.40 \times 12 = 48.6 \text{ kN/m}^2$

$N_{Ps} = 1.35 \times \rho \times b \times h \times n = 1.35 \times 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 12 = 42.525 \text{ kN/m}^2$

$N = N_{\text{plancher}} \times S_{aff} + N_{pp} \times L_{affpp} + N_{ps} \times L_{affps} = 2324.321 \text{ kN}$

$N_u = 1.15N = 2672.968 \text{ KN.}$

On a

$Br \geq 0.6N_u = Br = 1603.78 \text{ KN}$

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

On pose :  $a = b \quad Br = (a - 2)^2 \leq 1603.78 \quad a \geq 45 \text{ m}$

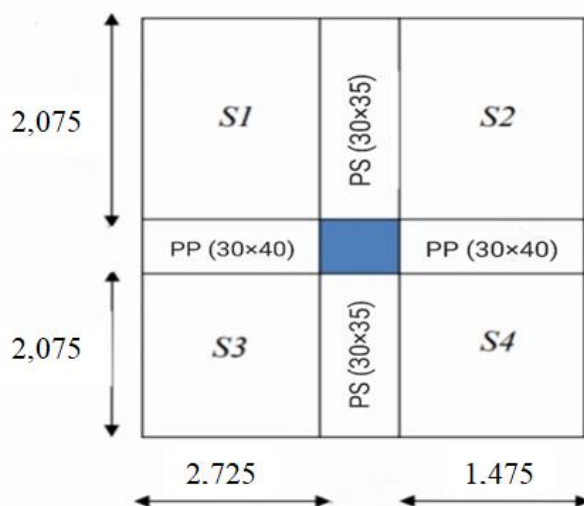


Figure II. 7: Surface afférente du poteau le plus sollicité

Tableau II 8 : Tableau récapitulatif de section des poteaux

Etage	Nombre	Plancher			
		G cum (kN/m <sup>2</sup> )	Q cum (kN/m <sup>2</sup> )	N <sub>pl</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	S <sub>aff</sub> (m <sup>2</sup> )
10	1	6.81	1.5	11.44	17.015
9	2	5.93	1.5	21.69	17.015
8	3	5.93	1.5	31.95	17.015
7	4	5.93	1.5	42.21	17.015
6	5	5.93	1.5	60.47	17.015
5	6	5.93	1.5	70.72	17.015
4	7	5.93	1.5	80.98	17.015
3	8	5.93	1.5	91.23	17.015
2	9	5.93	1.5	101.49	17.015
1	10	5.93	1.5	111.74	17.015
<b>RDC</b>	11	5.93	2.5	123.50	17.015
<b>S sol</b>	12	5.19	2.5	134.26	17.015

Tableau II 9 :Tableau récapitulatif de sectiondes poteaux.

Etage	Nombre	Poutre principale			
		b (m)	h (m)	N <sub>pp</sub> (kN/m)	L <sub>aff</sub> (m)
10	1	0.30	0.40	4.05	4.09
9	2	0.30	0.40	8.10	4.09
8	3	0.30	0.40	12.15	4.09
7	4	0.30	0.40	16.20	4.09
6	5	0.30	0.40	20.25	4.09
5	6	0.30	0.40	24.30	4.09
4	7	0.30	0.40	28.35	4.09
3	8	0.30	0.40	32.40	4.09
2	9	0.30	0.40	36.45	4.09
1	10	0.30	0.40	40.50	4.09
<b>RDC</b>	11	0.30	0.40	44.55	4.09
<b>S sol</b>	12	0.30	0.40	48.60	4.09

Tableau II 10 :Tableau récapitulatif de section des poteaux.

Etage	Nombre	Poutre secondaire			
		b (m)	h (m)	N <sub>ps</sub> (kN/m)	L <sub>aff</sub> (m)
10	1	0.30	0.35	3.54	4.1
9	2	0.30	0.35	7.09	4.1
8	3	0.30	0.35	10.63	4.1
7	4	0.30	0.35	14.17	4.1
6	5	0.30	0.35	17.71	4.1
5	6	0.30	0.35	21.25	4.1
4	7	0.30	0.35	24.79	4.1
3	8	0.30	0.35	28.33	4.1
2	9	0.30	0.35	31.87	4.1
1	10	0.30	0.35	35.41	4.1
<b>RDC</b>	11	0.30	0.35	38.95	4.1
<b>S sol</b>	12	0.30	0.35	42.49	4.1

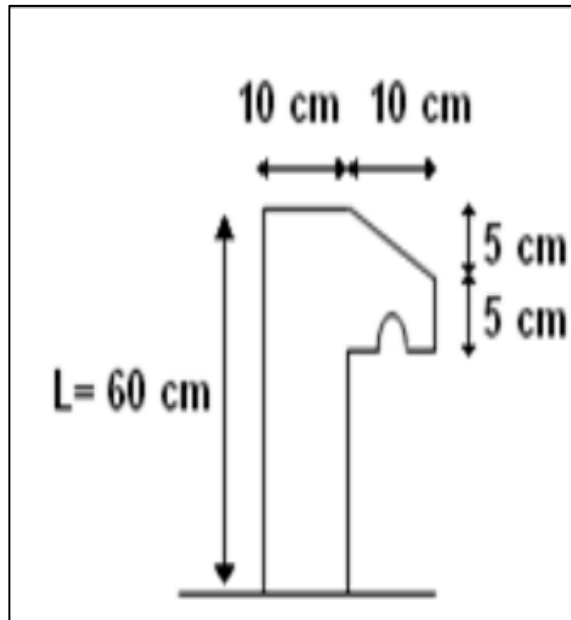
Tableau II 11 : Récapitulatif des sections des poteaux

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N <sub>sup</sub> [KN]	N <sub>inf</sub> [KN]	N <sub>long</sub> [KN]	N <sub>pot</sub> [KN]	N <sub>hanc</sub> [KN]	N <sub>u</sub> [KN]	N <sub>s</sub> [KN]	Br [cm <sup>2</sup> ]	a	choix	verification RPA	Verif flambement
3,06	haut 10 eme etage	6,81	1	48,600	42,525		0,000	130,915	222,040	163,114	133,224	13,542	30	14,747	24,735
3,06	haut 9 eme etage	12,74	2,5	97,200	85,050		8,080	256,468	446,798	327,561	268,079	18,373	30	20,899	24,735
3,06	haut 8 eme etage	18,67	3,85	145,600	127,575		16,160	379,267	668,801	490,171	401,281	22,032	30	25,565	24,735
3,06	haut 7 eme etage	24,6	5,05	194,400	170,100		24,239	490,310	888,050	650,945	532,830	25,083	35	29,461	21,201
3,06	haut 6 eme etage	30,53	6,1	243,000	212,625		35,237	616,600	1107,461	812,044	664,477	27,777	35	32,905	21,201
3,06	haut 5 eme etage	36,46	7	291,600	255,150		46,234	731,134	1324,118	971,307	794,471	30,186	40	35,987	18,551
3,06	haut 4 eme etage	42,39	7,75	340,200	297,675		60,598	842,914	1541,388	1131,226	924,833	32,411	40	38,837	18,551
3,06	haut 3 eme etage	48,32	8,5	388,800	340,200		74,962	954,695	1758,657	1291,146	1055,194	34,484	45	41,491	16,490
3,06	haut 2 eme etage	54,25	9,25	437,400	382,725		93,142	1066,475	1979,741	1453,893	1187,845	36,465	45	44,029	16,490
3,06	haut 1 eme etage	60,18	10	486,000	425,250		111,321	1178,255	2200,826	1616,639	1320,496	38,339	50	46,428	14,841
3,06	haut RDC	66,11	10,75	534,600	467,775		133,765	1290,035	2426,175	1782,544	1455,705	40,154	50	48,752	14,841
3,2	haut s-sol	66,11	10,75	534,600	467,775		156,209	1290,035	2448,619	1799,169	1469,171	40,330	50	48,978	15,520

**II.7. Prédimensionnement de L'acrotère :**

L'acrotère est placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute .Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse, soumis à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante qui crée un moment de renversement.

-Pour notre projet la terrasse inaccessible donc on aura les dimensions d'acrotère suivant :



*Figure II. 8:Dimension de l'acrotère*

# ***CHAPITRE III***

## ***Etude des planchers***

**III.1. Introduction :**

Les planchers couramment utilisés sont :

- Les planchers en corps creux
- Les planchers à dalle pleine

**III.2. Les planchers en corps creux :**

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux :

L'élément résistant (porteur) : poutrelle en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.

L'élément de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur les quels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (voir figure 3.1)

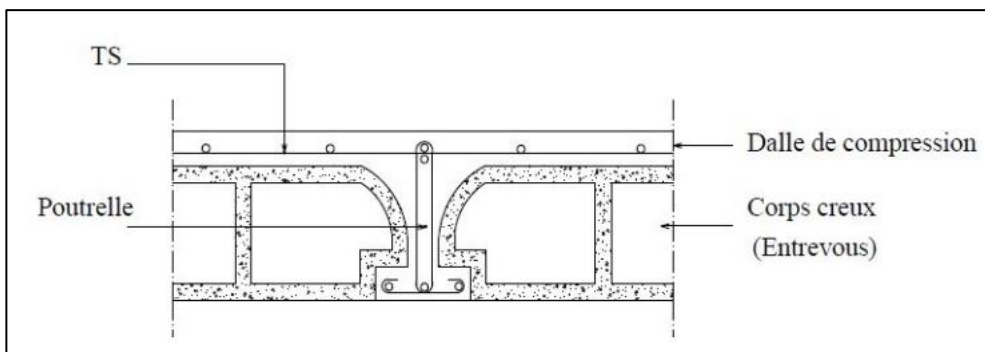


Figure III. 1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

**III.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :**

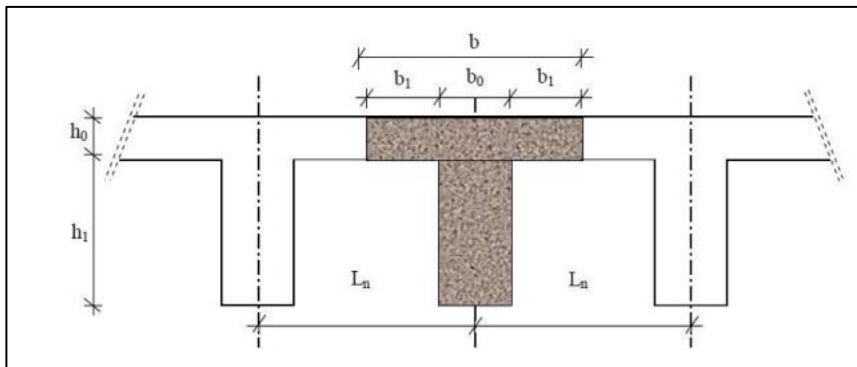


Figure III. 2: Dimensions des poutrelles.

$$\begin{cases} h_0 = 20 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \\ h_0 - h_1 = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n - b_0}{2}; \frac{L}{10} \right\} \Rightarrow b_1 = \min \left\{ \frac{60 - 12}{2}; \frac{420}{10} \right\}$$

On prend :  $b_1 = 24 \text{ cm}$

Donc :  $b = 60 \text{ cm}$  et  $b_0 = 12 \text{ cm}$

### III.2.2. Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423] :

La dalle de compression doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm(5/m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm(3/m) pour les armatures parallèles aux poutrelles

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions suivantes :

- $L_n \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$
- $50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4L_n}{f_e}$

Les armatures parallèle aux nervures doivent avoir une section :  $A_{//} \geq A_{\perp} / 2$

#### a. Armatures parallèles aux nervures :

**Détermination des armatures :**

dans notre plancher, On a :

$$L_n = 60 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}$$

On prendra :  $\phi 6 \Rightarrow f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\text{Donc : } A_{\perp} \geq \frac{4L_n}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 60}{400} = 0.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Choix des armatures :**

$$5T6/\text{ml} \rightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

#### b. Armatures parallèles aux nervures :

$$\text{On a : } A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Choix des armatures :**

$$5T6/\text{ml} \rightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

• choix : le treillis soudé adopté est : T s  $\phi 6$  (200 × 200 × 6)

### III.2.3 Étude des poutrelles :

#### III.2.3.1 Évaluation des charges :

Combinaisons fondamentales :

$$\text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = (G + Q) \times b$$

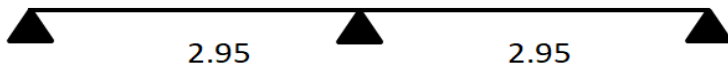
Tableau III 1: Évaluation des charges

Type de plancher	b (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	qu(KN/m)	qs(KN/m)
Terrasse	0.6	6.81	1	6.41	4.68
1 <sup>er</sup> au 10 <sup>ème</sup> étage	0.6	5.93	1.5	6.15	4.45

### III.2.3.2 Type de poutrelle :

On distingue les types de poutrelles suivants :

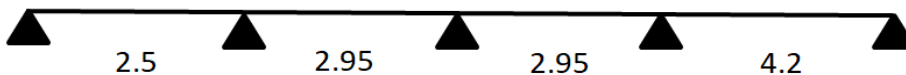
type 1 :



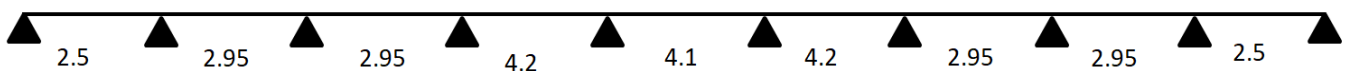
type 2 :



type 3 :



type 4 :



On utilise la méthode (forfaitaire) et la méthode de (Caquot).

### III.2.4 Calcul de poutrelle :

#### a) vérification d'application de la méthode forfaitaire pour le 1<sup>er</sup> type :

- $Q = 100 \text{ daN/m}^2 \leq \text{Max}(2 \times 681 = 1362 \text{ daN/m}^2 ; 500 \text{ daN/m}^2) \rightarrow \text{C.V}$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.  $\rightarrow \text{CV}$
- $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{2,95}{2,95} = 1 \rightarrow \text{CV}$
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.  $\rightarrow \text{C.V}$

**conclusion :** La méthode de forfaitaire est applicable pour le 1<sup>er</sup> type

#### ❖ Application de la méthode forfaitaire :

Le principe consiste à autoriser le transfert de moment entre les sections sur appuis, et en travées et réciproquement.

#### a) vérification d'application de la méthode forfaitaire pour le 2<sup>ème</sup> type :

- $Q = 100 \text{ daN/m}^2 \leq \text{Max}(2 \times 681 = 1362 \text{ daN/m}^2 ; 500 \text{ daN/m}^2) \rightarrow \text{C.V}$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.  $\rightarrow \text{CV}$
- $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{5,45}{2,95} = 1,84 \rightarrow \text{CNV}$

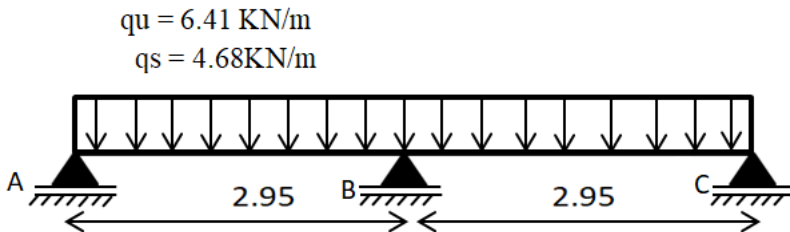
**conclusion** : La méthode de forfaitaire n'est pas applicable pour les types 2, 3, et 4 donc on utilise la méthode Caquot

**III.2.4.1 Etude du 1<sup>er</sup> cas (type 1) :**

$q_u = 6.41 \text{ KN/m}$

$q_s = 4.68 \text{ KN/m}$

schéma statique :



**❖ Calcul des moments :**

Soit :  $\alpha = \frac{q}{q+g}$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

- $M_t + \frac{M_g+M_d}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0\}$
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \dots \dots \dots$  (Travée de rive)
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \dots \dots \dots$  (Travée intermédiaire).

Avec :

**M0** : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment - Isostatique)

**Mg** et **Md** : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée

**Mt** : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

**❖ Calcul à L'ELU**

**1) Travée (AB) ; (BC) (2.95 ; 2.95)**

➤ **Calcul de M0 :**

▪ **Travée AB :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.41 \times 2.95^2}{8}$$

$M_0 = 6.97 \text{ KN.m}$

▪ **Travée BC :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.41 \times 2.95^2}{8}$$

$M_0 = 6.97 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments en appuis :**

- Appuis gauche (2.95) m

$$-0,2. M_0 = -0,2 \times 6.97 = -1.39 \text{ KN.m}$$

- Appuis droite (2,95) m

$$-0,2. M_0 = -0,2 \times 6.97 = -1.39 \text{ KN.m}$$

- Appuis intermédiaires

$$-0,6. M_0 = -0,6 \times 6.97 = -4.18 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travée:**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.81} = 0.12$$

$$0 < \alpha = 0,12 < \frac{2}{3} = 0,66 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

- **Travée AB (2.95m) :**

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0\} \\ M_t \geq -\left(\frac{1.39 + 4.18}{2}\right) + \text{Max}\{(1 + 0.3 \times 0.12)M_0; 1.05M_0\} \\ M_t \geq -2.785 + \text{Max}(7.22 ; 7.31) \\ M_t \geq 4.52 \text{ KN. m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 = \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.12}{2}\right)M_0 \\ M_t \geq 4.30 \text{ KN. m} \end{cases}$$

Alors on prend  $M_t = 4.52 \text{ KN. m}$

- **Travée BC(2.95m) :**

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0\} \\ M_t \geq -\left(\frac{4.18 + 1.39}{2}\right) + \text{Max}\{(1 + 0.3 \times 0.12)M_0; 1.05M_0\} \\ M_t \geq -2.785 + \text{Max}(7.22 ; 7.31) \\ M_t \geq 4.52 \text{ KN. m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 = \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.12}{2}\right)M_0 \\ M_t \geq 4.30 \text{ KN. m} \end{cases}$$

Alors on prend  $M_t = 4.52 \text{ KN. m}$

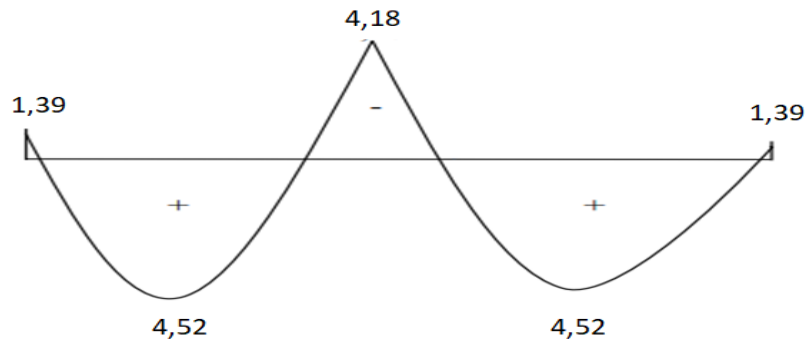


Figure III. 3: Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 01 de poutrelle en ELU

### Calcul des efforts tranchants :

#### ▪ Travée AB (2.95m) :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{ql}{2} \Rightarrow \frac{-1.39 + 4.18}{2.95} + \frac{6.41 \times 2.95}{2}$$

$$V_w = 10.4 \text{ KN}$$

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{ql}{2} \Rightarrow \frac{-1.39 + 4.18}{2.95} - \frac{6.41 \times 2.95}{2}$$

$$V_e = -8.5 \text{ KN}$$

#### ▪ Travée BC (2.95m) :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{ql}{2} \Rightarrow \frac{-4.18 + 1.39}{2.95} + \frac{6.41 \times 2.95}{2}$$

$$V_w = 8.5 \text{ KN}$$

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{ql}{2} \Rightarrow \frac{-4.18 + 1.39}{2.95} - \frac{6.41 \times 2.95}{2}$$

$$V_e = -10.4 \text{ KN}$$

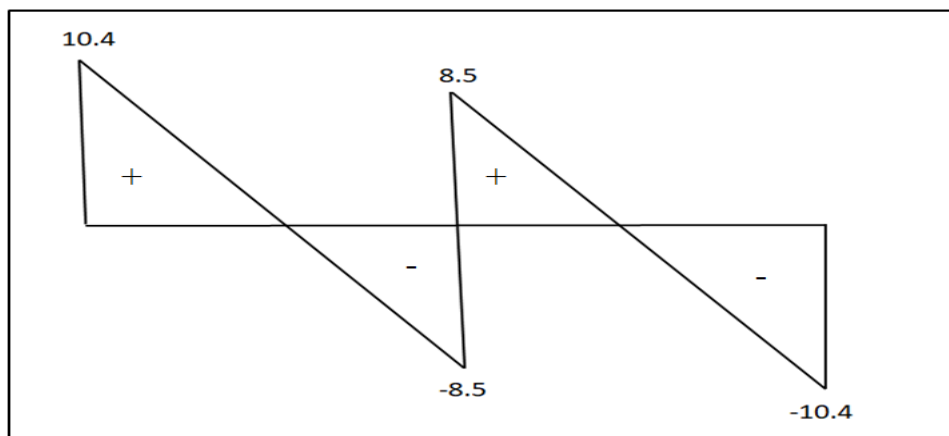


Figure III. 4 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU pour poutrelle 01

❖ **Calcul à L'ELS****2) Travée (AB) ; (BC) (2.95 ; 2.95)**➤ **Calcul de M<sub>0</sub> :**▪ **Travée AB :**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4.68 \times 2.95^2}{8}$$

$$M_0 = 5.09 \text{ KN.m}$$

▪ **Travée BC :**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4.68 \times 2.95^2}{8}$$

$$M_0 = 5.09 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en appuis :**

## ▪ Appuis gauche (2.95) m

$$-0,2. M_0 = -0,2 \times 5.09 = -1.02 \text{ KN.m}$$

## ▪ Appuis droite (2,95) m

$$-0,2. M_0 = -0,2 \times 5.09 = -1.02 \text{ KN.m}$$

## ▪ Appuis intermédiaires

$$-0,6. M_0 = -0,6 \times 5.09 = -3.05 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travée:**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6.81} = 0.12$$

$$0 < \alpha = 0,12 < \frac{2}{3} = 0,66 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Travée AB (2.95m) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0\} \\ M_t \geq -\left(\frac{1.02 + 3.05}{2}\right) + \text{Max}\{(1 + 0.3 \times 0.12)M_0; 1.05M_0\} \\ M_t \geq -2.035 + \text{Max}(5.27 ; 5.34) \\ M_t \geq 3.3 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 = \left(\frac{1.2 + 0,3 \times 0.12}{2}\right) M_0 \\ M_t \geq 3.14 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Alors on prend  $M_t = 3.3 \text{ KN.m}$

▪ **Travée BC(2.95m) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0\} \\ M_t \geq -\left(\frac{3.05 + 1.02}{2}\right) + \text{Max}\{(1 + 0.3 \times 0.12)M_0; 1.05M_0\} \\ M_t \geq -2.035 + \text{Max}(5.27; 5.34) \\ M_t \geq 3.3 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 = \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.12}{2}\right)M_0 \\ M_t \geq 3.14 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Alors on prend  $M_t = 3.3 \text{ KN.m}$

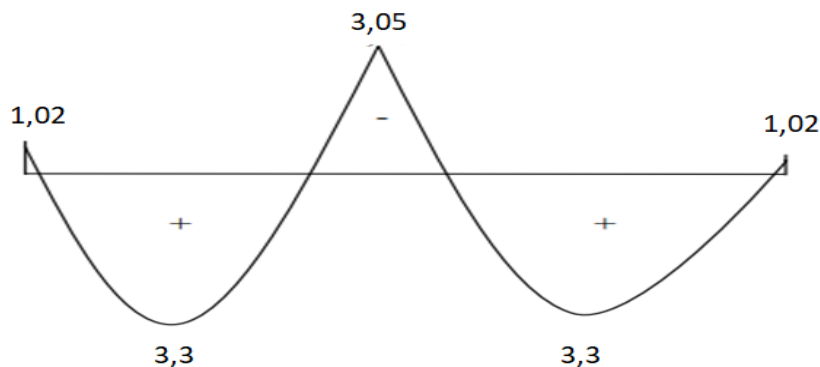


Figure III. 5: Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 01 de poutrelle en ELS

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

▪ **Travée AB (2.95m) :**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{ql}{2} \Rightarrow \frac{-1.02 + 3.05}{2.95} + \frac{4.68 \times 2.95}{2}$$

$$V_w = 7.59 \text{ KN}$$

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{ql}{2} \Rightarrow \frac{-1.02 + 3.05}{2.95} - \frac{4.68 \times 2.95}{2}$$

$$V_e = -6.21 \text{ KN}$$

▪ **Travée BC (2.95m) :**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{ql}{2} \Rightarrow \frac{-3.05 + 1.02}{2.95} + \frac{4.68 \times 2.95}{2}$$

$$V_w = 6.21 \text{ KN}$$

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{ql}{2} \Rightarrow \frac{-3.05 + 1.02}{2.95} - \frac{4.68 \times 2.95}{2}$$

$V_e = -7.59 \text{ KN}$

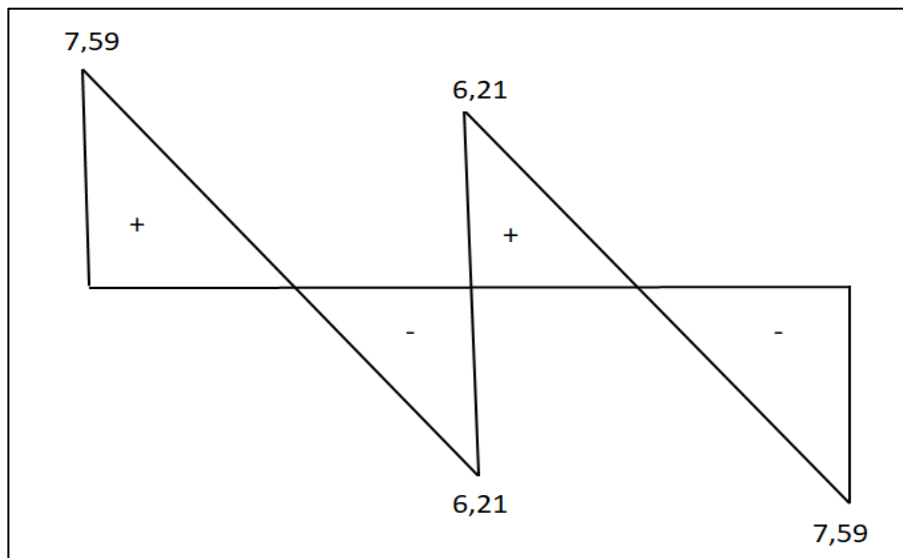


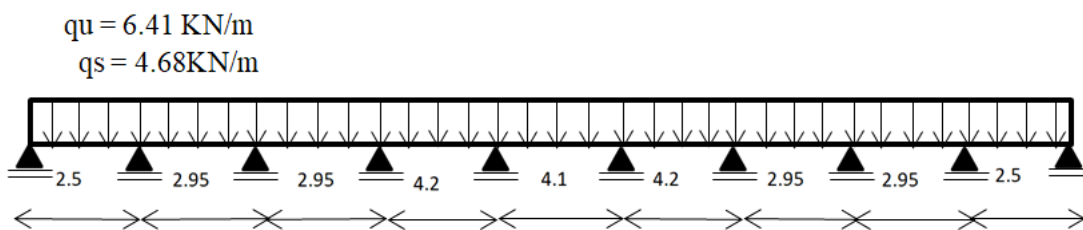
Figure III. 6: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS pour poutrelle 01

**III.2.4.2 Etude du 2<sup>ème</sup> cas (type 4):**

$q_u = 6.41 \text{ KN/m}$

$q_s = 4.68 \text{ KN/m}$

schéma statique :



❖ **Calcul des moments :**

❖ **Calcul à L'ELU**

**1) Travée (AB) ; (BC) (2.5 ; 2.95)**

- **Calcul de la charge répartie sur le travée AB :**  
 $P_w = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6.81 + 1.5 \times 1) \times 0.6$   
 $P_w = 6.41 \text{ kN/ml}$
- **Calcul de la charge répartie sur la travée BC :**  
 $P_e = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6.81 + 1.5 \times 1) \times 0.6$   
 $P_e = 6.41 \text{ kN/ml}$
- **Calcul de la charge réduite sur la travée AB :**  
 $P_{rw} = [1.35 \times (2/3) \times G + (1.5 \times Q)] \times L_n$   
 $P_{rw} = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6.81 + 1.5 \times 1] = 4.57 \text{ kN/ml}$
- **Calcul de la charge réduite sur la travée BC :**  
 $P_{rw} = [1.35 \times (2/3) \times G + (1.5 \times Q)] \times L_n$   
 $P_{rw} = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6.81 + 1.5 \times 1] = 4.57 \text{ kN/ml}$
- **Longueur de calcul pour la travée AB :**

Travée 1 est une travée de rive alors  $L'_w = 2.5$  m

▪ **Longueur de calcul pour la travée BC :**

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0.8 \times 2.95 = 2.36$  m

▪ **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{app} = -\frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = -\frac{(4.57 \times 2.5^3) + (4.57 \times 2.36^3)}{8.5 \times (2.5 + 2.36)}$$

$$M_{app} = -3.18 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul du moment en appui gauche (West) :**

$$M_{appw} = -0.2 \times \frac{P_{rw} \times L^2}{8} = -0.2 \times \frac{4.57 \times 2.5^2}{8}$$

$$M_{appw} = -0.71 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w - L_w)} = \left(\frac{2.5}{2}\right) - \frac{(-0.71 + 3.18)}{(6.41 - 2.5)}$$

$$X = 1.05 \text{ m}$$

▪ **Calcul du moment en travée AB :**

$$M_t = (P_w \times L_w \times X) - (P_w \times X^2)/2 - X \times (M_w - M_e)/L_w + M_w$$

$$M_t = (6.41 \times 2.5 \times 1.05) - (6.41 \times 1.05^2)/2 - 1.05 \times (-0.71 - 3.18)/2.5 + (-0.71)$$

$$M_t = 5.37 \text{ KN.m}$$

**2) Travée (BC) ; (CD) (2.95 ; 2.95) :**

▪ **Calcul de la charge répartie sur la travée BC :**

$$P_w = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6.81 + 1.5 \times 1) \times 0.6$$

$$P_w = 6.41 \text{ kN/ml}$$

▪ **Calcul de la charge répartie sur la travée CD :**

$$P_e = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6.81 + 1.5 \times 1) \times 0.6$$

$$P_e = 6.41 \text{ kN/ml}$$

▪ **Calcul de la charge réduite sur la travée BC:**

$$P_{rw} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 \times Q) \times L_n$$

$$P_{rw} = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6.81 + 1.5 \times 1] = 4.57 \text{ kN/ml}$$

▪ **Calcul de la charge réduite sur la travée CD:**

$$P_{rw} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 \times Q) \times L_n$$

$$P_{rw} = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6.81 + 1.5 \times 1] = 4.57 \text{ kN/ml}$$

▪ **Longueur de calcul pour la travée BC :**

C'est un travée intermédiaire alors  $L'_w = 0.8 \times 2.95 = 2.36$  m

▪ **Longueur de calcul pour la travée CD :**

C'est un travée intermédiaire alors  $L'_e = 0.8 \times 2.95 = 2.36$  m

▪ **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{app} = - \frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = - \frac{(4.57 \times 2.36^3) + (4.57 \times 2.36^3)}{8.5 \times (2.36 + 2.36)}$$

$$M_{app} = - 2.99 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w - L_w)} = \left(\frac{2.36}{2}\right) - \frac{(-3.18 + 2.99)}{(6.41 - 2.36)}$$

$$X = 1,22 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en travée BC :**

$$M_t = (P_w \times L_w \times X) - (P_w \times X^2)/2 - X \times (M_w - M_e)/L_w + M_w$$

$$M_t = (6.41 \times 2.36 \times 1.22) - (6.41 \times 1.22^2)/2 - 1.22 \times (-3.18 + 2.99)/2.36 + (-3.18)$$

$$M_t = 8.62 \text{ KN.m}$$

### **3) Travée (CD) ; (DE) (2.95; 4.2) :**

- **Calcul de la charge répartie sur la travée CD :**

$$P_w = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6.81 + 1.5 \times 1) \times 0.6$$

$$P_w = 6.41 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge répartie sur la travée DE :**

$$P_e = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6.81 + 1.5 \times 1) \times 0.6$$

$$P_e = 6.41 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée CD:**

$$P_{rw} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 \times Q) \times L_n$$

$$P_{rw} = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6.81 + 1.5 \times 1] = 4.57 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée DE:**

$$P_{rw} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 \times Q) \times L_n$$

$$P_{rw} = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6.81 + 1.5 \times 1] = 4.57 \text{ kN/ml}$$

- **Longueur de calcul pour la travée CD :**

$$C' \text{ est un travée intermédiaire alors } L'_w = 0.8 \times 2.95 = 2.36 \text{ m}$$

- **Longueur de calcul pour la travée DE :**

$$C' \text{ est un travée de rive alors } L'_e = 0.8 \times 4.2 = 3.36 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{app} = - \frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = - \frac{(4.57 \times 2.36^3) + (4.57 \times 3.36^3)}{8.5 \times (2.36 + 3.36)}$$

$$M_{app} = - 4.8 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w - L_w)} = \left(\frac{2.36}{2}\right) - \frac{(-2.99 + 4.8)}{(6.41 - 2.36)}$$

$$X = 0.73 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en travée CD :**

$$M_t = (P_w \times L_w \times X) - (P_w \times X^2)/2 - X \times (M_w - M_e)/L_w + M_w$$

$$M_t = (6.41 \times 2.36 \times 0.73) - (6.41 \times 0.73^2)/2 - 0.73 \times (-2.99 + 4.8)/2.36 + (-2.99)$$

$$M_t = 7.34 \text{ KN.m}$$

**4) Travée (DE) ; (EF) (4.2; 4.1) :**

- **Calcul de la charge répartie sur la travée DE :**

$$P_w = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6.81 + 1.5 \times 1) \times 0.6$$

$$P_w = 6.41 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge répartie sur la travée EF :**

$$P_e = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6.81 + 1.5 \times 1) \times 0.6$$

$$P_e = 6.41 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée DE:**

$$P_{rw} = [1.35 \times (2/3) \times G + (1.5 \times Q)] \times L_n$$

$$P_{rw} = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6.81 + 1.5 \times 1] = 4.57 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée EF:**

$$P_{rw} = [1.35 \times (2/3) \times G + (1.5 \times Q)] \times L_n$$

$$P_{rw} = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6.81 + 1.5 \times 1] = 4.57 \text{ kN/ml}$$

- **Longueur de calcul pour la travée DE :**

$$C' \text{ est un travée intermédiaire alors } L'_w = 0.8 \times 4.2 = 3.36 \text{ m}$$

- **Longueur de calcul pour la travée EF :**

$$C' \text{ est un travée intermédiaire alors } L'_e = 0.8 \times 4.1 = 3.28 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{app} = - \frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = - \frac{(4.57 \times 3.36^3) + (4.57 \times 3.28^3)}{8.5 \times (3.36 + 3.28)}$$

$$M_{app} = - 5.92 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w - L_w)} = \left( \frac{3.36}{2} \right) - \frac{(-4.8 + 5.92)}{(6.41 - 3.36)}$$

$$X = 1.31 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en travée DE :**

$$M_t = (P_w \times L_w \times X) - (P_w \times X^2)/2 - X \times (M_w - M_e)/L_w + M_w$$

$$M_t = (6.41 \times 2.36 \times 1.31) - \frac{(6.41 \times 1.31^2)}{2} - 1.31 \times (-4.8 + 5.92)/2.36 + (-4.8)$$

$$M_t = 17.58 \text{ KN.m}$$

Puisque que nous avons une symétrie dans notre type de poutrelle alors les résultats que nous avons trouvés dans les parties (2.5 ; 2.95) ; (2.95 ; 2.95) ; (2.95 ; 4.2) ; (4.2 ; 4.1) sont les mêmes pour (4.1 ; 4.2) ; (4.2 ; 2.95) ; (2.95 ; 2.95) ; (2.95 ; 2.5)

**❖ Calcul à L'ELS****1) Travée (AB) ; (BC) (4.3 ; 2.71)**

- **Calcul de la charge répartie sur la travée AB :**

$$P_w = (G + Q) \times L_n = (6.81 + 1) \times 0.6$$

$$P_w = 4.68 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge répartie sur la travée BC :**

$$P_w = (G + Q) \times L_n = (6.81 + 1) \times 0.6$$

$$P_w = 4.68 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée AB :**

$$P_{rw} = [(2/3) \times G + Q] \times L_n$$

$$Pr_w = 0.6 \times [(2/3) \times 6.81 + 1] = 3.12 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée BC :**

$$Pr_w = [(2/3) \times G + Q] \times L_n$$

$$Pr_w = 0.6 \times [(2/3) \times 6.81 + 1] = 3.12 \text{ kN/ml}$$

- **Longueur de calcul pour la travée AB :**

Travée 1 est une travée de rive alors  $L'_w = 2.5 \text{ m}$

- **Longueur de calcul pour la travée BC :**

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0.8 \times 2.95 = 2.36 \text{ m}$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{app} = -\frac{(P_{rw} \times L'_w{}^3) + (P_{re} \times L'_e{}^3)}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = -\frac{(3.12 \times 2.5^3) + (3.12 \times 2.36^3)}{8.5 \times (2.5 + 2.36)}$$

$$M_{app} = -2.17 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment en appui gauche (West) :**

$$M_{appw} = -0.2 \times \frac{P_{rw} \times L^2}{8} = -0.2 \times \frac{3.12 \times 2.5^2}{8}$$

$$M_{appw} = -0.19 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w - L_w)} = \left(\frac{2.5}{2}\right) - \frac{(-0.19 + 2.17)}{(4.68 - 2.5)}$$

$$X = 1.04 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en travée AB :**

$$M_t = (P_w \times L_w \times X) - (P_w \times X^2)/2 - X \times (M_w - M_e)/L_w + M_w$$

$$M_t = (4.68 \times 2.5 \times 1.04) - (4.68 \times 1.04^2)/2 - 1.04 \times (-0.19 + 2.17)/2.5 + (-0.19)$$

$$M_t = 4.02 \text{ KN.m}$$

## 2) Travée (BC) ; (CD) (2.95 ;2.95) :

- **Calcul de la charge répartie sur la travée BC :**

$$P_w = (G + Q) \times L_n = (6.81 + 1) \times 0.6$$

$$P_w = 4.68 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge répartie sur la travée CD :**

$$P_w = (G + Q) \times L_n = (6.81 + 1) \times 0.6$$

$$P_w = 4.68 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée BC :**

$$Pr_w = [(2/3) \times G + Q] \times L_n$$

$$Pr_w = 0.6 \times [(2/3) \times 6.81 + 1] = 3.12 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée CD :**

$$Pr_w = [(2/3) \times G + Q] \times L_n$$

$$Pr_w = 0.6 \times [(2/3) \times 6.81 + 1] = 3.12 \text{ kN/ml}$$

- **Longueur de calcul pour la travée BC :**

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0.8 \times 2.95 = 2.36 \text{ m}$

- **Longueur de calcul pour la travée CD :**

Travée 3 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0.8 \times 2.95 = 2.36 \text{ m}$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{app} = - \frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = - \frac{(3.12 \times 2.36^3) + (3.12 \times 2.36^3)}{8.5 \times (2.36 + 2.36)}$$

$$M_{app} = - 2.04 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w - L_w)} = \left( \frac{2.36}{2} \right) - \frac{(-2.17 + 2.04)}{(4.68 - 2.36)}$$

$$X = 1.23 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en travée BC :**

$$M_t = (P_w \times L_w \times X) - (P_w \times X^2)/2 - X \times (M_w - M_e)/L_w + M_w$$

$$M_t = (4.68 \times 2.36 \times 1.23) - (4.68 \times 1.23^2)/2 - 1.23 \times (-2.17 + 2.04)/2.36 + (-2.17)$$

$$M_t = 6.35 \text{ KN.m}$$

### **3) Travée (CD) ; (DE) (2.95 ; 4.2) :**

- **Calcul de la charge répartie sur la travée CD :**

$$P_w = (G + Q) \times L_n = (6.81 + 1) \times 0.6$$

$$P_w = 4.68 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge répartie sur la travée DE :**

$$P_w = (G + Q) \times L_n = (6.81 + 1) \times 0.6$$

$$P_w = 4.68 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée CD :**

$$P_{rw} = \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \times G + Q \right] \times L_n$$

$$P_{rw} = 0.6 \times \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \times 6.81 + 1 \right] = 3.12 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée DE :**

$$P_{rw} = \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \times G + Q \right] \times L_n$$

$$P_{rw} = 0.6 \times \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \times 6.81 + 1 \right] = 3.12 \text{ kN/ml}$$

- **Longueur de calcul pour la travée CD :**

$$\text{Travée 3 est un travée intermédiaire alors } L'_w = 0.8 \times 2.95 = 2.36 \text{ m}$$

- **Longueur de calcul pour la travée DE :**

$$\text{Travée 4 est un travée intermédiaire alors } L'_e = 0.8 \times 4.2 = 3.36 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{app} = - \frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = - \frac{(3.12 \times 2.36^3) + (3.12 \times 3.36^3)}{8.5 \times (2.36 + 3.36)}$$

$$M_{app} = - 3.27 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w - L_w)} = \left( \frac{2.36}{2} \right) - \frac{(-2.04 + 3.27)}{(4.68 - 2.36)}$$

$$X = 0.64 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en travée CD :**

$$M_t = (P_w \times L_w \times X) - (P_w \times X^2)/2 - X \times (M_w - M_e)/L_w + M_w$$

$$M_t = (4.68 \times 2.36 \times 0.64) - (4.68 \times 0.64^2)/2 - 0.64 \times (-2.04 + 3.27)/2.36 + (-2.04)$$

$$M_t = 5.41 \text{ KN.m}$$

**4) Travée (DE) ; (EF) (4.2 ; 4.1) :**

- **Calcul de la charge répartie sur la travée DE :**

$$P_w = (G + Q) \times L_n = (6.81+1) \times 0.6$$

$$P_w = 4.68 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge répartie sur la travée EF :**

$$P_w = (G + Q) \times L_n = (6.81+1) \times 0.6$$

$$P_w = 4.68 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée DE :**

$$P_{rw} = [ (2/3) \times G + Q ] \times L_n$$

$$P_{rw} = 0.6 \times [ (2/3) \times 6.81 + 1 ] = 3.12 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée EF :**

$$P_{rw} = [ (2/3) \times G + Q ] \times L_n$$

$$P_{rw} = 0.6 \times [ (2/3) \times 6.81 + 1 ] = 3.12 \text{ kN/ml}$$

- **Longueur de calcul pour la travée DE :**

$$C' \text{ est un travée intermédiaire alors } L'_w = 0.8 \times 4.2 = 3.36 \text{ m}$$

- **Longueur de calcul pour la travée EF :**

$$C' \text{ est un travée intermédiaire alors } L'_e = 0.8 \times 4.1 = 3.28 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{app} = - \frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = - \frac{(3.12 \times 3.36^3) + (3.12 \times 3.28^3)}{8.5 \times (3.36 + 3.28)}$$

$$M_{app} = - 4.04 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w - L_w)} = \left( \frac{3.36}{2} \right) - \frac{(-3.27 + 4.04)}{(4.68 - 3.36)}$$

$$X = 1.09 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en travée DE :**

$$M_t = (P_w \times L_w \times X) - (P_w \times X^2)/2 - X \times (M_w - M_e)/L_w + M_w$$

$$M_t = (4.68 \times 3.36 \times 1.09) - (4.68 \times 1.09^2)/2 - 1.09 \times (-3.27 + 4.04)/3.36 + (-3.27)$$

$$M_t = 12.94 \text{ KN.m}$$

Puisque que nous avons une symétrie dans notre type de poutrelle alors les résultats que nous avons trouvés dans les parties (2.5 ; 2.95) ; (2.95 ; 2.95) ; (2.95 ; 4.2) ; (4.2 ; 4.1) sont les mêmes pour (4.1 ; 4.2) ; (4.2 ; 2.95) ; (2.95 ; 2.95) ; (2.95 ; 2.5)

**b) Calcul des efforts tranchants :****Type 04 :****1) Travée : 2.5 m**

- **Calcul des efforts tranchant (appui WEST) :**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{ql}{2} \rightarrow V_w = \frac{-0.71 + 3.18}{2.5} + \frac{6.41 \times 2.5}{2}$$

$$V_w = 9 \text{ KN}$$

- **Calcul des efforts tranchant (appui EST) :**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{ql}{2} \rightarrow V_e = \frac{-0.71 + 3.18}{2.5} - \frac{6.41 \times 2.5}{2}$$

$$V_e = -7.02 \text{ KN}$$

### 2) Travée : 2.95 m

- Calcul des efforts tranchant (appui WEST) :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{ql}{2} \rightarrow V_w = \frac{-3.18 + 2.99}{2.95} + \frac{6.41 \times 2.95}{2}$$

$$V_w = 9.39 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchant (appui EST) :

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{ql}{2} \rightarrow V_e = \frac{-3.18 + 2.99}{2.95} - \frac{6.41 \times 2.95}{2}$$

$$V_e = -9.51 \text{ KN}$$

### 3) Travée : 2.95 m

- Calcul des efforts tranchant (appui WEST) :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{ql}{2} \rightarrow V_w = \frac{-2.99 + 4.8}{2.95} + \frac{6.41 \times 2.95}{2}$$

$$V_w = 10.06 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchant (appui EST) :

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{ql}{2} \rightarrow V_e = \frac{-2.99 + 4.8}{2.95} - \frac{6.41 \times 2.95}{2}$$

$$V_e = -8.84 \text{ KN}$$

### 4) Travée : 4.2 m

- Calcul des efforts tranchant (appui WEST) :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{ql}{2} \rightarrow V_w = \frac{-4.8 + 5.92}{4.2} + \frac{6.41 \times 4.2}{2}$$

$$V_w = 13.72 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchant (appui EST) :

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{ql}{2} \rightarrow V_e = \frac{-4.8 + 5.92}{4.2} - \frac{6.41 \times 4.2}{2}$$

$$V_e = -13.19 \text{ KN}$$

Puisque que nous avons une symétrie dans notre type de poutrelle alors les résultats que nous avons trouvés dans les parties (2.5 ; 4.1) ; sont les mêmes pour (4.1 ; 2.5)

Tableau III 2 :tableau récapitulatif des sollicitations des planchers terrasse

	Méthode de calcul	ELU		ELS		T max (KN)
		Mt max (KN.m)	Ma max (KN.m)	Mt max (KN.m)	Ma max (KN.m)	
1	Forfaitaire	4.52	-4.18	3.3	-3.05	10.04
2	Caquot	17.58	-5.92	12.94	-4.04	13.72
<b>Moment maximums</b>		17.58	-5.92	12.94	-4.04	13.72

### III.2.5 Calcul de ferrailage :

#### III.2.5.1. Armatures longitudinales :

##### ➤ Etage terrasse :

##### a. En travée :

##### ❖ Etat ultime de résistance(E.L.U) :

$$M_t = 17.58 \text{ KN.m}$$

##### ▪ Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

Soit  $M_0$  le moment fléchissant équilibré par la table de compression d'où :

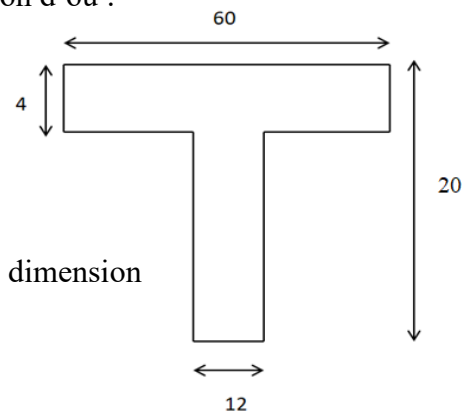
$$b = 60\text{cm} ; b_0 = 12\text{cm} ; h = 20\text{cm} ; h_0 = 4\text{cm}$$

$$d = 0.9h = 18 \text{ cm}$$

$$M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \rightarrow M_T = 14.17 \times 60 \times 4 \left( 18 - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_T = 54.41 \text{ KN.m}$$

Donc la section de calcul sera comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h) = (60 \times 20) [\text{cm}^2]$



##### ▪ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{1758}{60 \cdot 18^2 \cdot 14.17} = 0.006$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.007 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.997$$

##### ▪ Détermination des armatures: section de calcul en travée :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{d \cdot \beta \cdot \sigma_s} = \frac{1758}{18 \times 0.997 \times 348} = 2.81 \text{ cm}^2$$

##### ▪ Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal} ; A_{\min}) = 2.81 \text{ cm}^2$$

##### ▪ Choix des armatures:

$$3T12 \rightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2$$

##### ❖ E.L.S :

$$M_t^s = 12.94 \text{ KN.m}$$

##### ▪ Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 3.39(18 - 4) = -231.9 < 0$$

La zone comprimée se trouve dans la nervure  $\Rightarrow$  la section de calcul est une section en T

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39}{12} = 20.23 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30A \times d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 30 \times 3.39 \times 18}{12} = 168.55 \text{ m}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -20.30 + \sqrt{20.30^2 + 168.55} = 3.79 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 3.79^3 - (60 - 12)(3.79 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.39(18 - 3.79)^2 = 11356.64 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{12940}{11356.64} = 1.13$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 1.13 \times 3.79 = 4.28 \text{ MPa}$$

▪ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

**Donc :** Aucune vérification pour  $\sigma_s$

**b. En travée :**

❖ **ELU:**

$$M_a^u = 5.92 \text{ KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (12 \times 20)$  [cm<sup>2</sup>].

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

$$\mu = \frac{M_a^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{592}{60 \cdot 18^2 \cdot 14.17} = 0.021$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.026 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

▪ **Détermination des armatures:**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{d \cdot \beta \cdot \sigma_s} = \frac{592}{18 \times 0.98 \times 348} = 0.96 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 0.96 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix des armatures:**

$$1T12 \rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2$$

❖ **E.L.S :**

$$M_a^s = 4,04 \text{ KN.m}$$

{ Flexion simple

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{5,92}{4,04} = 1,46$$

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{1,46 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,48$$

▪ **Conclusion :**

$$\left\{ \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \right.$$

{ Fissuration peu nuisible

$\Rightarrow$  Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

**III.2.5.2. Armatures transversal :**

$$T_u^{\max} = 13,72 \text{ KN}$$

▪ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_u = 1372 \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

Donc : Il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

▪ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales:**

Nous avons :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_l = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left( 13,72 - \frac{5,92}{0,9 \times 18} \right) = 0,38 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{cv}$$

▪ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{13720}{12 \times 18 \times 100} = 0,635 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,635 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

▪ **Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :**

▪ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_1 \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmin}\right)$$

$$\phi_1 \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1\right) = 0,57cm$$

On prend :  $\phi_t = 6mm$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57cm^2$

▪ **L'espace des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times k}{0,8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$k = 1$  (flexion simple)

$\alpha = 90^\circ$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,8 \times 235}{12 \times (0,635 - 0,3 \times 2,1)} = 17,86cm$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40cm) = \min(16,2; 40cm) = 16,2cm$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4b_0} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,9cm$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16,2cm$$

On adopte :  $\delta_t = 15cm$

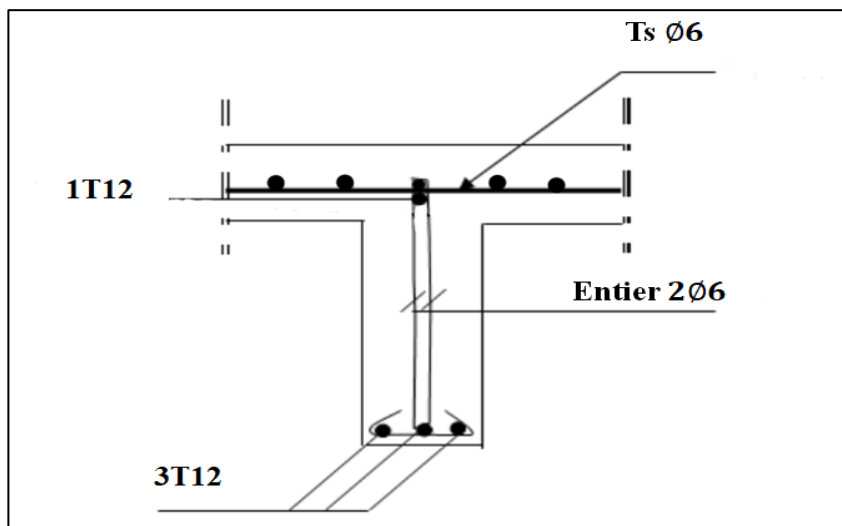


Figure III. 7: coupe transversale au niveau de la poutrelle

**III.2.6 Vérification de la flèche :**

Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{420} = 0,04 < 0,06 \dots \dots \dots CNV \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_a^s} \Rightarrow 0,05 < \frac{12,94}{10 \times 4,04} = 0,32 \dots \dots \dots CNV \\ \frac{A_t^s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,015 > 0,01 \dots \dots \dots CNV \end{array} \right.$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées ; donc, le calcul de la flèche est nécessaire et pour ça on doit vérifier si :

▪ **Calcul de 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 :

$$g = 6,81 \times 0,6 = 4,086 \text{ kN/m.}$$

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

$$j = 6,81 \times 0,6 = 4,086 \text{ kN/m. (Car l'exemple de calcul est le plancher terrasse)}$$

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

$$P = (6,81+1) \times 0,6 = 4,686 \text{ kN/m}$$

▪ **Modules de déformation longitudinaux :**

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

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

Moment d'inertie de la section homogène par

Rapport à un axe passant par son centre de gravité (g g').

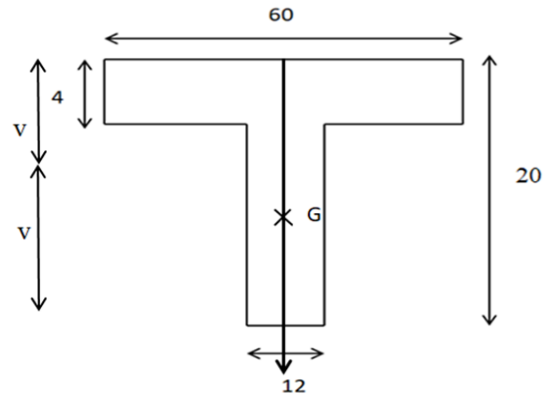


Figure III. 8: centre du gravite du plancher

▪ **Coordonnées du centre de gravité**

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

$$V_1 = \frac{A_1 \times Y_1 + A_2 \times Y_2 + \eta \times A \times d}{A_1 + A_2 + \eta \times d}$$

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 16 \times 8 + 15 \times 3,39 \times 18}{(4 \times 60) + (12 \times 16) + 15 \times 18} = 4,17 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 4,17 = 15,83 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{60 \times 4,17^3}{3} - \frac{(60 - 12)(4,17 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times 15,83^3}{3} + 15 \times 3,39(18 - 4,17)^2$$

$$I_0 = 27043,46 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \times \beta_1 \times d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{3,39}{12 \times 18} = 1,569 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,837$$

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{11377,91}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 222,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{13048,67}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 255,48 \text{ MPa}$$

▪ **Calcul du  $\mu_g$ ;  $\mu_j$  et  $\mu_p$ :**

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

$$\mu_g = \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0156 \times 222,77 + 2,1} = 0,77$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0156 \times 255,48 + 2,1} = 0,80$$

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

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

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{5 \times 0,0156} = 1,34$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{5 \times 0,0156} = 0,53$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 27043,46}{1 + 0,53 \times 0,77} = 21126,20 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 27043,46}{1 + 1,34 \times 0,77} = 14641,10 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 27043,46}{1 + 1,34 \times 0,80} = 14357,04 \text{ cm}^4$$

▪ **Calcul des flèches partielles :**

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \times L^2}{10E_v \times I_{fg}^v} = \frac{11377,91 \times 545^2}{10 \times 10818,87 \times 21126,20} = 1,47 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_{tg}^{ser} \times L^2}{10E_i \times I_{fg}^i} = \frac{11377,91 \times 545^2}{10 \times 32164,20 \times 14641,10} = 0,71 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^{ser} \times L^2}{10E_i \times I_{fp}^i} = \frac{13048,67 \times 545^2}{10 \times 32164,20 \times 14357,04} = 0,83 \text{ cm}$$

▪ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (1,47 - 0,71) + (0,83 - 0,71) = 0,88 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{t_{max}} = \frac{L}{500} = \frac{545}{500} = 1,09$$

- **La flèche admissible :**

$$\Delta f_{t_{\max}} > \Delta f_t \quad \Rightarrow \quad \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

### III.3. Plancher à dalle pleine :

#### Principe de calcul :

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions, et le calcul se fait en flexion simple. Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

- La dalle est considérée comme un panneau reposant sur 4 cotés.
- Considérons 2 bandes :
  - Une bande suivant le sens x de longueur  $l_x$  de largeur 1 m.
  - Une bande suivant le sens y de longueur  $l_y$  de largeur 1 m

#### Méthode de calcul :

Le rapport :  $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{415}{545} = 0,76$

$0.4 \leq \rho = 0.76 \leq 1 \Rightarrow$  Dalle porte dans les deux sens.

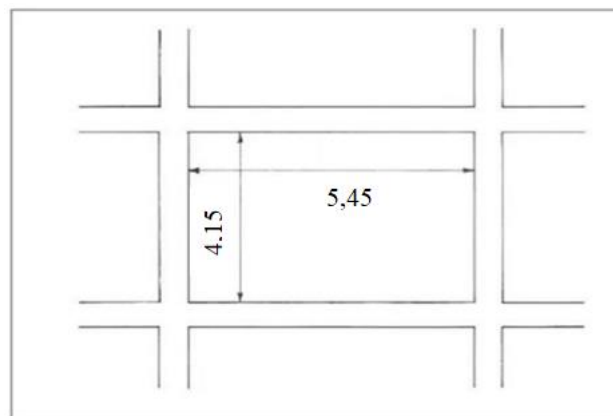


Figure III. 9: dimensions d'un panneau de dalle

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

On prendra :  $\phi = 10 \text{ mm}$

- **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible

$$\begin{cases} a = 1 \\ C_x = \left(a + \frac{\phi}{2}\right) \Rightarrow C_x = \left(10 + \frac{10}{2}\right) = 15\text{mm} \\ C_y = \left(a + \phi + \frac{\phi}{2}\right) \Rightarrow C_y = \left(10 + 10 + \frac{10}{2}\right) = 25\text{mm} \end{cases}$$

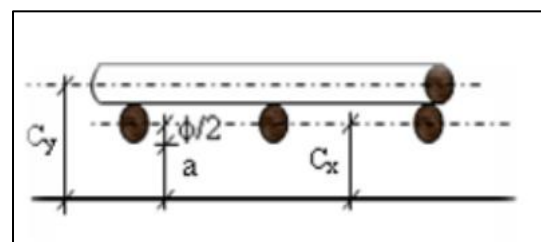


Figure III. 10: enrobage.

- **Hauteurs utiles :**

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

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

### III.3.1. Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :

D'après la descente de charges effectuée dans le chapitre II ; on a :

$$G = 5,19 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad Q = 5 \text{ kN/m}^2$$

- **Combinaison fondamentales :**

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 5,19 + 1,5 \times 5 = 14,50 \text{ KN/m}^2$$

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

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

$$q_{ser} = 5,19 + 5 = 10,19 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_u} = q_u \times 1,00 = 14,50 \text{ KN/mL}$$

$$\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1,00 = 10,19 \text{ KN/ML}$$

- **Calcul des sollicitations :**

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

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \overline{q_u} \times l_x^2 & \text{suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{suivant la direction } L_y \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \overline{q_{ser}} \times l_x^2 & \text{suivant la direction } L_x \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{suivant la direction } L_y \end{cases}$$

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

- **Coefficient de poisson :**

$\nu = 0 \rightarrow$  Etats limites ultimes (béton fissuré)

$\nu = 0,2 \rightarrow$  Etats limites de service (béton non fissuré)

- **Mode d'encastrement :**

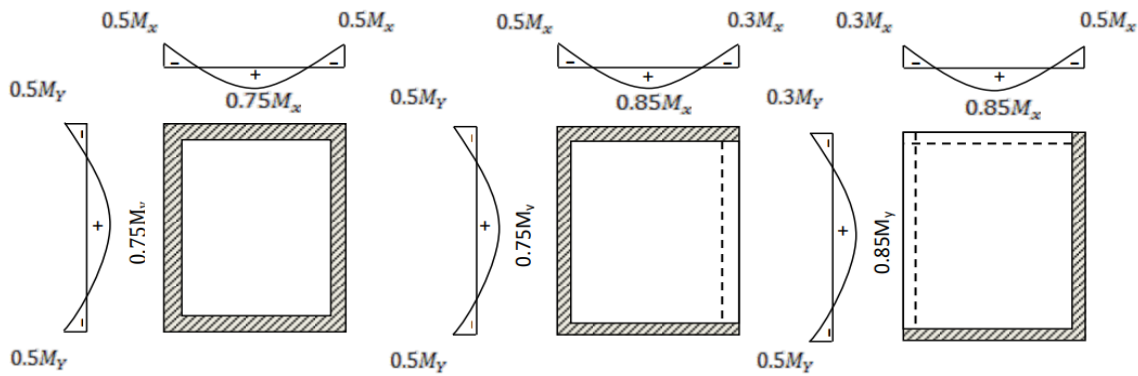


Figure III. 11: schéma représentatif des différents types de panneaux.

Tableau III 3 :Tableau récapitulatif.

Pan neaux	Sen s	L (m)	ρ	ELU					ELS				
				qu KN/ ml	M	Mu KN. m	Mt KN.m	Ma KN.m	Qs KN. m	M	Msr KN. m	Mt KN.m	Ma KN.m
P1	X	2,95	0,68	14,50	0,071	8,95	7,607	-4,475	10,19	0,076	6,801	5,780	-3,40
								-2,685					-2,040
	Y	4,3			0,403	3,610	2,707	-1,805		0,558	3,797	2,847	-1,898
								-1,805					-1,898
P2	X	4,15	0,76	14,50	0,060	15,18	12,903	-7,59	10,19	0,067	11,79	10,021	-5,895
								-4,554					-3,53
	Y	5,45			0,527	8,00	6,00	-4,00		0,658	7,760	5,82	-3,88
								-4,00					-3,88
P3	X	4,15	0,98	14,50	0,038	9,589	8,150	-4,79	10,19	0,045	8,02	6,817	-4,01
								-2,876					-2,406
	Y	4,20			0,954	9,152	6,864	-4,576		0,969	7,774	5,830	-3,887
								-4,576					-3,887
P4	X	2,5	0,6	14,50	0,082	7,449	6,331	-3,724	10,19	0,087	5,540	4,709	2,77
								-2,234					-1,662
	Y	4,15			0,294	2,195	1,646	-1,097		0,467	2,588	1,941	-1,294
								-1,097					-1,294
P5	X	4,10	0,98	14,50	0,038	9,359	7,955	-4,679	10,19	0,045	7,828	6,653	-3,914
								-2,807					-2,348
	Y	4,15			0,954	8,933	6,699	-4,466		0,969	7,588	5,691	-3,794
								-4,466					-3,794

▪ **Les sollicitations maximales :**

A partir du tableau précédent nous avons tiré les moments fléchissant maximums comme il représente le tableau suivant :

Tableau III 4 :Tableau des moments fléchissant maximums.

Moments	ELU		ELS	
	$M_{tmax}$ [KN.m]	$M_{a max}$ [KN.m]	$M_{tmax}$ [KN.m]	$M_{a max}$ [KN.m]
Sens x	12,903	7,59	10,021	5,895
Sens y	6,864	4,576	5,830	3,887

**III.3.2. Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**

**Sens X-X :**

**En travée :**

❖ **E.L.U :**

$M_{tx}^u = 12,903 \text{KN.m}$

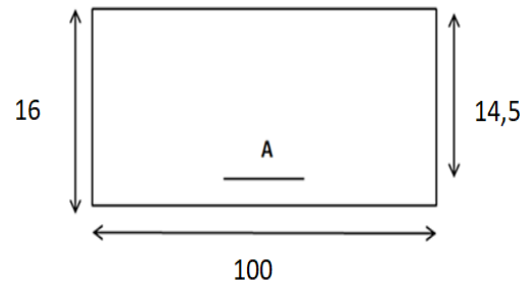


Figure III. 12: section de calcul

▪ **Vérification Del ‘existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{b \cdot dx^2 \cdot \sigma_b} = \frac{12903}{100 \times 14,5^2 \times 14,17} = 0.043$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$

$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,054 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,978$

▪ **Détermination des armatures:**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{dx \cdot \beta \cdot \sigma_s} = \frac{12903}{14,5 \times 0.978 \times 348} = 2,61 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

▪ **condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{cm}^2/\text{mL}$

$A_t = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 2,61 \text{cm}^2/\text{mL}$

▪ **Espacement maximal des armatures :**

Ecartement des armatures :  $\delta \leq \min(3h_d ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ .

▪ **Choix des armatures:**

4T10  $\rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mL}$

(T10  $\rightarrow e = 25\text{cm}$ ).

❖ **E.L.S :**

$$M_{tx}^{ser} = 10,021 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{12,903}{10,021} = 1,28$$

$$\frac{1,28 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39 > 0,054$$

▪ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \Rightarrow \text{les armatures calculées à E. L. U Maintenues}$$

Aucune vérification pour  $\sigma_s$

**En appuis:**❖ **E.L.U :**

$$M_{ax}^u = 7,590 \text{ KN.m}$$

▪ **Vérification Del 'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{b \cdot dx^2 \cdot \sigma_b} = \frac{7590}{100 \times 14,5^2 \times 14,17} = 0,025$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,031 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,987$$

▪ **Détermination des armatures:**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{dx \cdot \beta \cdot \sigma_s} = \frac{7590}{14,5 \times 0,987 \times 348} = 1,52 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

▪ **condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1,52 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

▪ **Choix des armatures:**

$$4T10 \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$(T10 \rightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

❖ **E.L.S :**

$$M_{ax}^{ser} = 5,895 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{7,590}{5,895} = 1,28$$

$$\frac{1,28 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39 > \alpha = 0,031$$

▪ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \Rightarrow \text{les armatures calculées à E. L. U seront maintenues}$$

Donc : Aucune vérification pour  $\sigma_s$

**Sens Y-Y :****En travée :**❖ **E.L.U :**

$$M_{ty}^u = 6,864 \text{ KN.m}$$

▪ **Vérification Del 'existence des armatures comp**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{b \cdot d \cdot y^2 \cdot \sigma_b} = \frac{6864}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,032 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,987$$

▪ **Détermination des armatures:**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{d \cdot y \cdot \beta \cdot \sigma_s} = \frac{6864}{13,5 \times 0,987 \times 348} = 1,48 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

▪ **condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A_t = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1,48 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

▪ **Espacement maximal des armatures :**

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(4h_d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm.}$$

▪ **Choix des armatures:**

$$4\text{T}10 \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

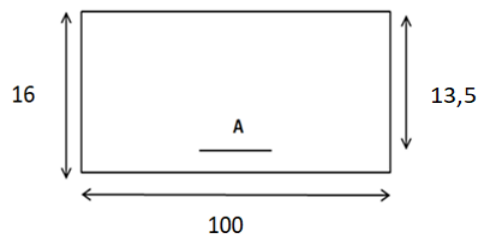


Figure III. 13: section de calcul

(T10 → e = 25cm).

❖ **E.L.S :**

$$M_{ty}^{ser} = 5,830 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{6,864}{5,830} = 1,17$$

$$\frac{1,17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,335 > 0,039$$

▪ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \Rightarrow \text{les armatures calculées à E. L. U seront maintenues}$$

Aucune vérification pour  $\sigma_s$

**En appuis:**

❖ **E.L.U :**

$$M_{ay}^u = 4,576 \text{ KN.m}$$

▪ **Vérification Del 'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{b \cdot d y^2 \cdot \sigma_b} = \frac{4576}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,021 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,991$$

▪ **Détermination des armatures:**

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{d y \cdot \beta \cdot \sigma_s} = \frac{4576}{13,5 \times 0,991 \times 348} = 1,02 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

▪ **condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A_t = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1,28 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

▪ **Choix des armatures:**

$$4T8 \rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

(T8 → e = 25cm).

❖ **E.L.S :**

$$M_{ay}^{ser} = 3,887 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{4,576}{3,887} = 1,17$$

$$\frac{1,17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,33 > \alpha = 0,021$$

▪ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \Rightarrow \text{les armatures calculées à E. L. U seront maintenues}$$

Donc : Aucune vérification pour  $\sigma_s$

**III.3.3. Vérification des contraintes de cisaillement :**

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

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

$$T_y^u = \frac{14,506 \times 5,45}{2} \times \frac{4,15^4}{5,45^4 + 4,15^4} = 9,945 \text{ KN/mL}$$

$$T_x^u = \frac{14,506 \times 4,15}{2} \times \frac{5,45^4}{5,45^4 + 4,15^4} = 22,526 \text{ KN/mL}$$

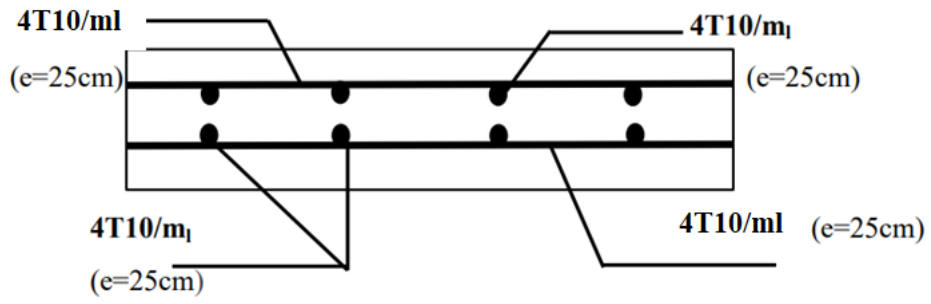
$$T_u = \max(T_x^u; T_y^u) \Rightarrow T_u = 22,526 \text{ KN/ML}$$

▪ **Calcul  $\tau_u$** 

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{22526}{(100 \times 14,5) \times 100} = 0,155 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,155 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaire}$$

**III.3.4 Dessin de ferrailage :**



**Figure III. 14:** disposition des armatures de la dalle pleine

# ***CHAPITRE IV***

***Etude des éléments non***

***Structuraux***

**IV.1. l'acrotère :**

**IV.1.1. Définition :**

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, on peut le simuler comme une console encastrée à l'extrémité du plancher terrasse, et soumise à son poids propre et une force horizontale.

**IV.1.2. Détermination des sollicitations :**

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.1 + 0.05) \times \frac{0,1}{2}$$

$$S = 0.0675 \text{ m}^2$$

**IV.1.2.1. Charge Permanente :**

- Poids propre :

$$W_p = \gamma_b \times S \times 1$$

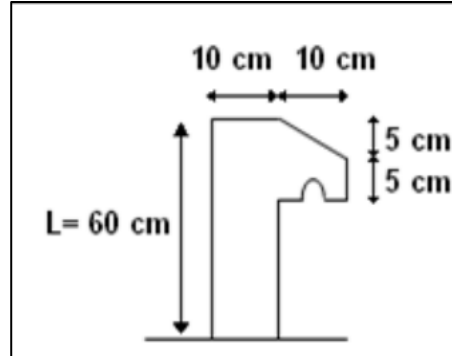


Figure IV. 1: Dimension de l'acrotère

$$W_p = 25 \times 0.0675 \times 1 = 1.6875 \text{ KN/ml}$$

- La charge horizontale :

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

Avec :

- $\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 \text{ coefficient d'accélération (zone IIa)} \\ W_p : \text{ poids de l'acrotère} \\ C_p = 0,8 \text{ facteur de la force horizontale (RPA tableau 6. 1)} \end{array} \right.$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,687 = 0,809 \text{ daN. m}$$

- La Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

**IV.1.2.2. Effort normal :**

**ELU:**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 1,687 = 2,268 \text{ KN} \\ M_u = 1,5 \times F_p \times L = 1,5 \times 0,809 \times 0,6 = 0,725 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**ELS:**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = W_p = 1,687 \text{ KN} \\ M_s = F_p \times L = 0,809 \times 0,6 = 0,483 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**IV.1.3. Calcul de l'excentricité :**

**ELU:**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.725}{2.268} = 0.32 \text{ m}$$

$$e = 0.32 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016 \text{ m} ; \text{ donc la section est partiellement comprimée}$$

$$M_1 = N \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 2268 \left( 0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right)$$

$$M1 = 793,8 \text{ daN.m} \Rightarrow M1 = 7,938 \text{ KN.m}$$

#### IV.1.4. Détermination du ferrailage :

##### ELU:

$$M1 = 7,938 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M1}{b \cdot d \cdot \sigma_b} = \frac{7,938 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,06 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0,07}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,972}$$

$$d = h - c \Rightarrow h - \frac{h}{10} \Rightarrow 10 - \frac{10}{10} = \mathbf{9 \text{ cm}}$$

$$A_1 = \frac{M1}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{7,938 \times 10^3}{348 \times 9 \times 0,972} = \mathbf{1,26 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = A_1 - \frac{Nu}{100 \sigma_s} = 1,26 - \frac{2,268 \times 10^3}{100 \times 348} = \mathbf{1,19 \text{ cm}^2}$$

##### ▪ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} = \mathbf{1,087 \text{ cm}^2}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \mathbf{1,19 \text{ cm}^2}$$

##### ▪ Choix des armatures :

$$A = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 (e=20\text{cm})$$

##### ▪ Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

##### ▪ Choix des armatures :

$$A = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 (e=25\text{cm})$$

##### ELS:

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,483}{1,687} = 0,28$$

$$e = 0,28 > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03$$

donc la section est partiellement comprimée

-Le point d'application de l'effort normal de compression  $N_{\text{ser}}$  se trouve en dehors de la section → la section est partiellement comprimée.

#### IV.1.5. Détermination des contraintes :

**C** : Centre de pression (point d'application)

**c** : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée

**y<sub>2</sub>** : La distance du point C à l'axe neutre

**y<sub>1</sub>** : y<sub>2</sub> + c

**N** est un effort de compression → y<sub>2</sub> > 0

Cse trouve à l'extérieur de la section → c sera considère comme négatif

▪ **Calcul des contraintes :**

$$p = -3c^2 - \frac{90A}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$c = \frac{h}{2} - e_0 = \frac{10}{2} - 28 = -23 \text{ cm}$$

$$p = -3 \times (-23)^2 + \frac{90 \times 3,14}{100}(9 + 23) = -1496,57$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-23)^3 - \frac{90 \times 3,14}{100}(9 + 23)^2 = 21440,18$$

$y_2$  est la solution de l'équation

$$y_2^3 + p.y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 1496,57 \times y_2 + 21440,18 = 0$$

Donc la résolution de l'équation est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = 21440,18^2 + \frac{4 \times (-1496,57)^3}{27} = -3689618,86 < 0$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2\sqrt{\frac{1496,57}{3}} = 44,67$$

$$\cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 21440,18}{2 \times (-1496,57)}\sqrt{\frac{-3}{-1496,57}} = -0,962 \Rightarrow \varphi = 164,15$$

$$y_{21} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 44,67 \cos\left(\frac{164,15}{3}\right) = 25,80 \text{ cm}$$

$$y_{22} = a \cdot \cos\left(\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 120\right) = 44,67 \cos\left(\frac{164,15}{3} + 120\right) = -44,48 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \cdot \cos\left(\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 240\right) = 44,67 \cos\left(\frac{164,15}{3} + 240\right) = 18,68 \text{ cm}$$

$$y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23}) = 25,80$$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 25,80 - 23 = 2,80 < 10 \dots \dots \dots CV$$

$$D'ou : y_1 = 2,80 \text{ cm}$$

▪ **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b \times y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = \frac{100 \times 2,8^2}{2} - 15 \times 3,14(9 - 2,8)$$

$$S = 99,98 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_s}{100S} = \frac{1680}{100 \times 99,98} = 0,17$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,17 \times 2,8 = 0,476 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K(d - y_1) = 15 \times 0,17 \times (9 - 2,8) = 15,81 \text{ MPa}$$

**IV.1.6. Vérification des contraintes (E.L.S) :**

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

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

➤ La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

Avec :  $\eta=1.6$

Donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,67 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

▪ **Conclusion :**

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E. L. U seront maintenues.}$$

▪ **Contrainte de cisaillement :**

$$T_u^{\max} = 1,5F_p = 1,5 \times 0,806 = 1,209 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1209}{100 \times 9 \times 100} = 0,013 \text{ MPa}$$

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

$$\begin{cases} \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,013 < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

➤ Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

▪ **Dessin de ferrailage :**

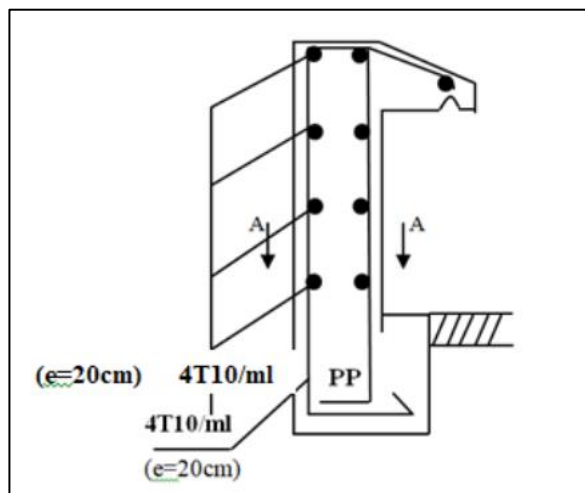


Figure IV. 2: schéma de ferrailage de l'acrotère.

**IV.2.1'escalier :**

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau a l'autre d'une construction. Notre escalier est composée de deux paillasse porteuse et une marche porteuse. Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulés sur place

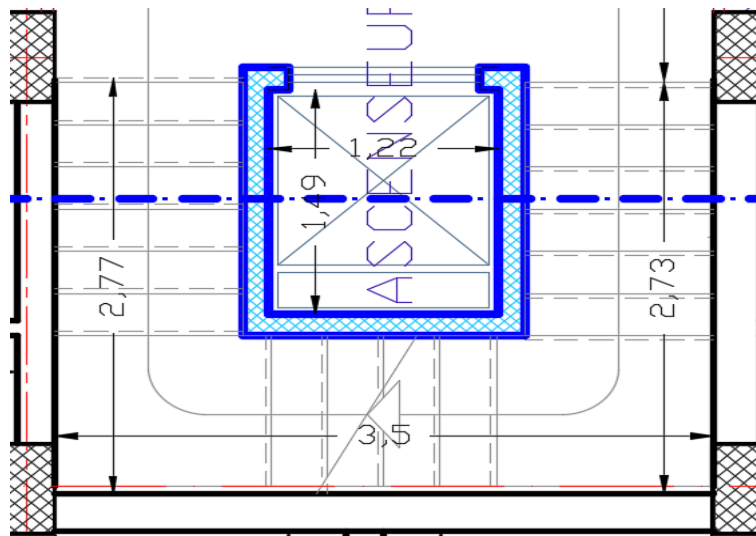


Figure IV. 3: Vue en plan.

**IV.2.1. Prédimensionnement :**

- marches et contre marches

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches « g et h » on utilise la relation de :

**Schéma statique :**

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

Avec: h: la hauteur de la marche

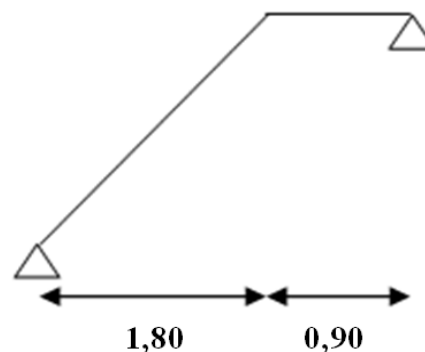
g: le giron de la marche

$$16 < h < 18$$

$$16 < \frac{306}{19} = 16.11 < 18 \text{ Donc } h = 17 \text{ cm}$$

$$25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} ; g = 30 \text{ cm}$$

$$59 \leq g + 2.h = 64 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV } \textbf{Figure IV.4: Schéma statique(volée ;palier)}$$



Donc. Selon le plan d'architecture on a **g = 30 cm** et **h=17cm**

- Le nombre de contre marches (n) :

$$N_c = \frac{H}{h}$$

$$N_c = \frac{306}{17} = 18$$

On aura 6 contres marches

- **Nombre de marche (n) :**

$$n = N_c - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ marches}$$

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \quad \alpha = 29.54^\circ$$

**A. Volée :**

**Dimensions de la paillasse :**

- **La longueur de la paillasse :**

$$L'' = \sqrt{(0.17 \times 6)^2 + (0.30 \times 5)^2} = 1.81\text{m}$$

Avec : L'=la longueur de palier

$$L = L' + L'' \Rightarrow L = 1.20 + 1.81 = 3.01\text{m}$$

- **Epaisseur de la paillasse:(paillasse porteuse)**

**Condition de résistance :**

$$\frac{L_{pai}}{30} < ep < \frac{L_{pai}}{20}$$

$$10.03 < ep < 15.05$$

$$\Rightarrow ep = 13\text{cm}$$

**IV.2.2.1. Descente de charges :**

- 1) **Volée 1 et 2 :**

*Tableau IV 1 :Charge permanente de la paillasse*

Eléments	Poids volumique [KN/m³]	Surfaces pour 1ml[m²]	Charges [KN/ m²]
P. propre des marche	22	h/2 = 0.085	1.87
P. propre de la paillasse	25	Ep /cosα =0,149	3.73
Lit de sable	18	0.02	0.36
Carrelage vertical	20	0.03	0.6
Carrelage horizontal	20	0.02	0.4
Mortier vertical	20	0.02	0.4
Mortier horizontal	20	0.02	0.4
Enduit ciment	18	0.02	0.36
<b>Gvolée=</b>			<b>8.12</b>

a) Charge d'exploitation :

$Q_1=2.5\text{KN/m}^2$ .

b) Combinaisons fondamentales :

- Pour une bande de 1m de largeur :

➤ ELU :

$q_{u1}= 1.35G_1+ 1.5Q_1\times 1.00=1.35\times 8.12+1.5\times 2.5=14.712\text{KN/ml}$

➤ ELS :

$q_{s1}=G_1+Q_1=8.12+2.5\times 1.00=10.62\text{KN/ml}$

2) Palier :

Tableau IV 2 : Charge permanente de la paillasse

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique(KN/m)	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de palier	0.13	25	3.25
Carrelage	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.03	18	0.54
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
	<b>Gpalier</b>		<b>4.99</b>

a) Charge d'exploitation :

$Q_2=2.5\text{KN/m}^2$

b) Combinaisons fondamentales :

- Pour une bande de 1m de largeur :

➤ ELU

$q_{u2}=1.35G_2+1.5Q_2=1.35\times 4.99 + 1.5 \times 2.5 = 10.487\text{KN/ml}$

➤ ELS :

$q_{s2}=G_2+Q_2=4.99+2.5=7.49\text{KN/ml}$

IV.2.2.2. Détermination des sollicitations :

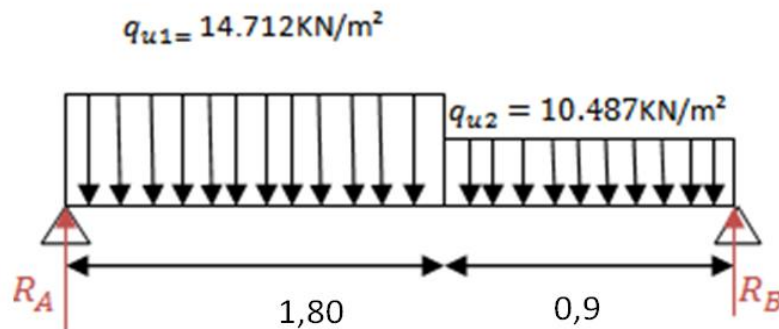


Figure IV. 4: Schéma statique.

▪ **Calcul des Réaction :**

➤ **Etat limite de ultime (E.L.U) :**

$$\sum M/B = 0$$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_{u1} \times 1.80) + (q_{u2} \times 0.90)$$

$$R_A + R_B = (14.712 \times 1.80) + (10.487 \times 0.90) = 35.9199 \text{KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$\sum F_{v/B} = 0$$

$$R_A = \frac{q_{u1} \times 1.80 \times \left(\frac{1.80}{2} + 0.90\right) + q_{u2} \times 0.90 \times \left(\frac{0.90}{2}\right)}{2.70} = 19.22745 \text{KN}$$

$$R_B = \frac{q_{u1} \times 1.80 \times \left(\frac{1.80}{2}\right) + q_{u2} \times 0.90 \times \left(\frac{0.90}{2} + 1.80\right)}{2.70} = 16.69245 \text{KN}$$

$$R_A + R_B = 35.9199 \text{KN}$$

➤ **Les sections :**

**Section1:**  $0 \leq x \leq 1.80$

$$T(x) = R_A - q_{u1} \times x$$

$$T(0) = 19.22745 \text{KN}$$

$$T(1.80) = 19.22745 - 14.712 \times 1.80$$

$$T(1.80) = -7,25415 \text{KN}$$

$$M(x) = R_A \times x - q_{u1} \times x^2 / 2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.80) = 19.22745 \times 1.80 - 14.712 \times \frac{1.80^2}{2}$$

$$M(1.80) = 10,77597 \text{KN.m}$$

**Section2 :**  $0 \leq x \leq 0,9$

$$T(x) = R_B - q_{u2} \times x$$

$$T(0) = 16.69245 \text{KN}$$

$$T(0,9) = 16.69245 - 10.487 \times 0,9$$

$$T(0,9) = 7,25415 \text{KN}$$

$$M(x) = R_B \times x - q_{u2} \times x^2 / 2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(0,9) = 16.69245 \times 0,9 - 10.487 \times \frac{0,9^2}{2}$$

$$M(0,9)=10,77597 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment fléchissant maximal :**

$$M_{max}=T(x_{max}) = 0$$

$$19.22745 - 14.712x=x_{max} = 1.3m$$

$$M_{max} = M(1.3)=19.22745 \times 1.3-14.712 \times \frac{1.3^2}{2}$$

$$M_{max} = 12.564045 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_{tu}=0.80M_{max}=10,051236 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment en appuis :**

$$M_{au} = -0.2M_{max} = -2.512809 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des Réaction :**

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

$$\sum M/B = 0$$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_{ser1} \times 1.80) + (q_{ser2} \times 0,9)$$

$$R_A + R_B = (10.62 \times 1.80) + (7.49 \times 0,9) = 25.857 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$\sum F_{v/B} = 0$$

$$R_A = \frac{q_{ser1} \times 1.80 \times \left(\frac{1.80}{2} + 0,9\right) + q_{ser2} \times 0,9 \times \left(\frac{0,9}{2}\right)}{2.70} = 13,8675 \text{ KN}$$

$$R_B = \frac{q_{ser1} \times 1.80 \times \left(\frac{1.80}{2}\right) + q_{ser2} \times 0,9 \times \left(\frac{0,9}{2} + 1.80\right)}{2.70} = 11,9895 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 25.857 \text{ KN}$$

- **Vérification :**

**Section 1 :**  $0 \leq x \leq 1.80$

$$T(x) = R_A - q_{ser1} \times x$$

$$T(0) = 13,8675 \text{ KN}$$

$$T(1,80) = 13,8675 - 10.62 \times 1.80$$

$$T(1,80) = -5,2485 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A \times x - q_{ser1} \times x^2/2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,80)=13,8675 \times 1,80-10.62 \times \frac{1,80^2}{2}$$

$$M(1,80)=7,7571 \text{KN.m}$$

**Section 2** :  $0 \leq x \leq 0,9$

$$T(x)=R_B-q_{ser2} \times x$$

$$T(0)=11,9895 \text{ KN}$$

$$T(0,9)=11,9895-7.49 \times 0,9$$

$$T(0,9)=5,2485 \text{ KN}$$

$$M(x)=R_A \times x-q_{ser1} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(0)=0$$

$$M(0,9)=11,9895 \times 0,9-7.49 \times \frac{0,9^2}{2}$$

$$M(0,9)=7,7571 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul du moment fléchissant maximal :**

$$T(x_{max}) = 0$$

$$13,8675-10.62x=x_{max} = 1.3m$$

$$M_{max} = M(1.3)=13,8675 \times 1.3-10.62 \times \frac{1.3^2}{2}$$

$$M_{max} = 9,05385 \text{KN.m}$$

▪ **Calcul du moment en travée :**

$$M_{ts}=0.80M_{max}=7,24308 \text{KN.m}$$

▪ **Calcul du moment en appuis :**

$$M_{as} = -0.2M_{max} = -1.1077 \text{KN.m}$$

### IV.2.2. Calcul de ferrailage :

#### IV.2.2.1. Armatures longitudinales :

➤ **En travée :**

**ELU :**

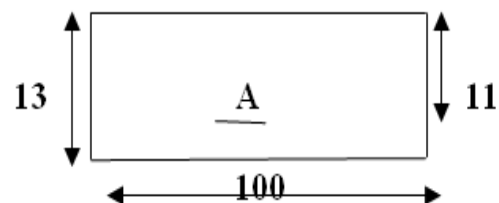
$$M_t^u=10,051236 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10051,236}{14.2 \times 100 \times 11^2} = 0.059$$

$$\mu = 0.059 < \mu_l = 0.392 \text{ Donc A n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.076$$



$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97$$

- **Détermination des armatures : section de calcul en travée :**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10051,236}{348 \times 0.97 \times 11} = 2.71 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) : [CBA91/A4.2.1] :**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 11 = 0.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2.71 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{T}10 \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} (e=25\text{cm})$$

### ELS :

$$M_t^{\text{ser}} = 7,24308 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \text{ Flexion simple} \\ \checkmark \text{ Section rectangulaire sans } A' \\ \checkmark \text{ Acier FeE 400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{10,051236}{7,24308} = 1.39$$

$$\frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 > \alpha = 0.076$$

- **Conclusion :**

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$  les armatures calculés en ELU sont maintenues

Fissuration peu nuisible

**Donc :** Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ ).

- **Les armatures de répartition :**

$$A_t = \frac{A_u}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{T}8 \Rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} (e=25\text{cm}).$$

➤ **En appuis :**

**ELU :**

$$M_a^u = -2.512809 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d} = \frac{2512,809}{14.2 \times 100 \times 11^2} = 0.014$$

$\mu = 0.014 < \mu_l = 0.392$  Donc A n'existe pas

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.018$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

▪ **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2512,809}{348 \times 0.99 \times 11} = 0.66 \text{cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1] :**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 11 = 0.88 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 0.88 \text{cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Choix des armatures :**

$$4\text{T8} \rightarrow A = 2.01 \text{cm}^2/\text{ml} (e = 25 \text{cm})$$

**ELS :**

$$M_a^{\text{ser}} = -1.1077 \text{KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \text{ Flexion simple} \\ \checkmark \text{ Section rectangulaire sans } A' \\ \checkmark \text{ Acier FeE 400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{2.512809}{1.1077} = 1.39$$

$$\frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 > \alpha = 0.018$$

▪ **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

**Donc :** Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ ).

▪ **Les armatures de répartition :**

$$A_t = \frac{A_u}{4} = 0.50 \text{cm}^2$$

▪ **Choix des armatures :**

4T8 ⇒ A=2.01cm<sup>2</sup>/ml(e=25cm).

**IV.2.3. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

T<sub>max</sub>=19.22745 KN

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{19227,45}{100 \times 11 \times 10^2} = 0.1748MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25MPa$$

▪ **Conclusion :**

$$\tau_u = 0.1748MPa < \bar{\tau}_u = 1.25MPa$$

⇒ les armatures transversales ne sont pas nécessaires. Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

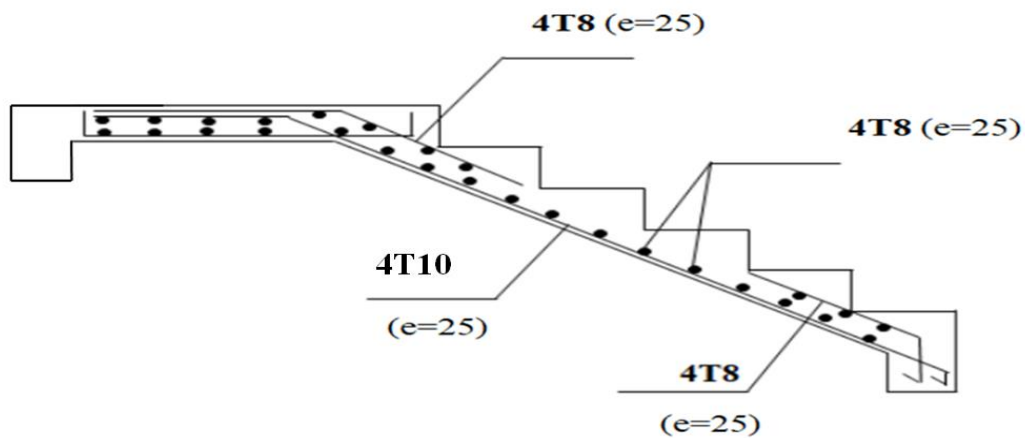


Figure IV. 5: Ferrailage de la paillasse

**IV.2.4. Marches porteuses :**

$$h_{moy} = \frac{Z_1 + Z_2}{2} = \frac{2Z_1 \times h}{2}$$

$$Z_1 = \frac{e_p}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos(29.54)} = 6.9$$

$$h_{moy} = \frac{2 \times 6.9 \times 17}{2} = 15.4$$

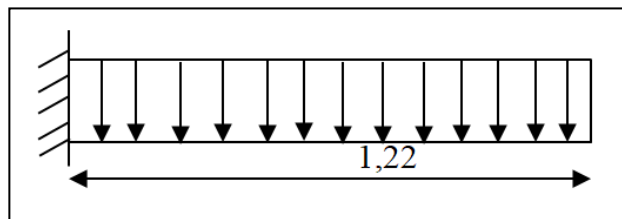


Tableau IV 3 : Charge permanente de marche

Eléments	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Surfaces pour 1ml[m <sup>2</sup> ]	Charges [KN/ m <sup>2</sup> ]
P. propre de marche	25	$h_{moy} \times g = 0.0462$	1.15
Lit de sable	18	0.02	0.36
Carrelage vertical	20	0.03	0.6
Carrelage horizontal	20	0.02	0.4
Mortier vertical	20	0.02	0.4
Mortier horizontal	20	0.02	0.4

Enduit ciment	18	0.02	0.36
<b>Gvolée=</b>			<b>3.67</b>

▪ **Charge d'exploitation :**

⇒ Locaux à usage d'habitation ou bureau  $Q_1 = 2.5 \times 0,3 \Rightarrow Q_1 = 0,75 \text{ KN/m}^2$ .

▪ **Combinaisons fondamentales :**

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

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = (1,35 \times 3.67 + 1,5 \times 0.75) \times 1 = 6.08 \text{ kN/ml}$$

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

$$q_{ser} = (G + Q \times 1) = (1,75 + 0,75) \times 1 = 4.42 \text{ kN/ml}$$

**IV.2.4.1. Calcul de ferrailage :**

▪ **Armatures longitudinales :**

$$M_u = 0.8 \frac{q_u \times l^2}{8} = 0.8 \frac{6.08 \times 1.22^2}{8} = 0.9049 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0.8 \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = 0.8 \frac{4.42 \times 1.22^2}{8} = 0.6578 \text{ KN.m}$$

➤ **ELU:**

$$M_u = 0.9049 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9049}{14.2 \times 30 \times 13^2} = 0.125$$

$$\mu = 0.125 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.168$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.93$$

▪ **Détermination des armatures: section de calcul en travée :**

$$A_t^u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9049}{348 \times 0.93 \times 13} = 2.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 0.47$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 2.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Choix des armatures:**

$$3T10 \rightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **ELS :**

$$M_{ser}=0.6578KN.m$$

- ✓ Flexion simple
  - ✓ Section rectangulaire sans A'
  - ✓ Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0.9049}{0.6578} = 1.39$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 > \alpha = 0.168$$

- **Conclusion :**
- $$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

**Donc :** Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ ).

**IV.2.4.2. Calcul des armatures transversales :**

$$T_{max}^u = q_u \times l = 6.08 \times 1.22 = 7.4176KN$$

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :  $\alpha = 0,9 \times d = 0,9 \times 13 = 11,7 \text{ cm}$

$$T_{u \max} = 7417.6 \text{ N} \leq 0,267 \times 11,7 \times 30 \times 25.10^2 = 234292,5 \text{ N}$$

**Donc :** il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant.

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

$$A_{inf} = \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_{inf} = 0.50cm^2 \geq \frac{1.15}{400} \left[ 7417.6 + \frac{904.9}{0.9 \times 13} \right] \times 10^{-2} = 0.2154cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur AL.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{max} = 7.4176KN$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{7417.6}{30 \times 13 \times 10^2} = 0.190MPa$$

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min(0.2 ; \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa) = 3.34MPa$$

$$\tau_u = 0,190 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3,34MPa \Rightarrow \alpha = 90^\circ$$

- **Section et écartement des armatures transversales At :**

$$\phi_t \geq \min(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; 1)$$

$$\phi_t \geq \min(\frac{15.4}{35} ; \frac{30}{10} ; 1) = 0.44cm = 4.4mm$$

On prend :

$\phi_t = 8\text{mm}$  de nuance  $\phi_t = 8\text{ mm de nuance } 1\phi_t 8 \Rightarrow A_t = 0,50\text{ cm}^2$

▪ **Espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 + \delta_{tx}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28} \times k}{0.8 \times f_e (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ A = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 + \tau_u - 0.3 \times f_{t28}} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 235}{30 \times 0.161 - 0.3 \times 2.1} = -7.616\text{cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 11.\text{cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 30} = 11.16\text{cm}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 11.16\text{cm}$$

**Donc :** on adopte  $\delta = 10\text{ cm}$ .

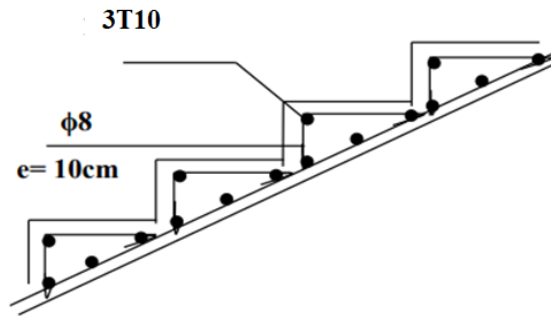


Figure IV. 6: Dessin du ferrailage de la marche porteuse.

#### IV.2.5. Calcul de la poutre brisée :

D'après le BAEL 91 modifié en 99 on a :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Avec : L : La portée de la poutre (3.5m)

h : La hauteur de la poutre

b : La largeur de la poutre

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10}$$

$$23.33 \leq h \leq 35\text{cm} ; \text{ on prend : } h = 35\text{cm}$$

- la largeur b de la poutre palière doit être :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5\text{ cm} ; \text{ on prend : } b = 25$$

#### Selon le RPA99/ version 2003

-  $h \geq 30$  : vérifier,  $h = 35$

-  $b \geq 20$  : vérifier  $b = 25$

-  $h/b = 35/25 = 1.4 < 4$ , condition vérifier

Donc on choisit une section de la poutre palière  $b \times h = 25 \times 35 \text{ cm}^2$

▪ **Sollicitation**

▪ **Calcul du poids propre  $g_p$  de la poutre brisée :**

$$G = 1 \times 0,25 \times 0,35 \times 25 = 2.19 \text{ kN/ml}$$

▪ **Calcul de la charge due au poids du mur  $g_{mur} = G_{mur} \times \frac{h_e}{2}$**

Poids du mur :  $G_{mur} = 3.665 \text{ KN/m}^2$  (chapitre II pré- dimensionnement).

$$\text{Hauteur libre: } h_e = 3.06 - 0,35 = 2,71 \text{ m} \Rightarrow : g_{mur} = 3.665 \times \frac{2,71}{2} = 4.966$$

▪ **Calcul de ferrailage :**

▪ **Combinaison fondamentales:**

➤ **ELU :**

$$q_{u1} = R_{bu} = 25.9014 \text{ KN}$$

$$q_{u2} = \frac{n \times l \times q_u}{2} = \frac{5 \times 1.22 \times 608}{2} = 18.544 \text{ KN/m}$$

$$q_{eq}^u = \frac{q_2 \times l_2 + 2q_1 \times l_1}{l} + 1.35(g_p + g_{mur})$$

$$q_{eq}^u = \frac{18.544 \times 1.22 + 2(25.9014 \times 1.14)}{3.5} + 1.35(2.19 + 4.996) = 33.0379 \text{ KN}$$

$$M_{0u} = \frac{q_{eq}^u \times l^2}{8} = \frac{33.0379 \times (3.5)^2}{8} = 50.5893 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

$$M_{tu} = 0.6 \times M_{0u} = 30.35358 \text{ KN.m}$$

• **En appui :**

$$M_{au} = -0.4 \times M_{0u} = -20.23572 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

$$q_{s1} = R_{bs} = 18.557805 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = \frac{n \times l \times q_s}{2} = \frac{5 \times 1.22 \times 442}{2} = 13.481 \text{ KN/m}$$

$$q_{eq}^s = \frac{q_2 \times l_2 + 2q_1 \times l_1}{l} + 1.35(g_p + g_{mur})$$

$$q_{eq}^s = \frac{18.544 \times 1.22 + 2(13.481 \times 1.14)}{3.5} + 1.35(2.19 + 4.996) = 24.94692 \text{ KN}$$

$$M_{0s} = \frac{q_{eq}^s \times l^2}{8} = \frac{24.94692 \times (3.5)^2}{8} = 38.19997 \text{ KN.m}$$

• En travée :

$$M_{ts} = 0.6 \times M_{0u} = 22.91998 \text{KN.m}$$

• En appui :

$$M_{as} = -0.4 \times M_{0u} = -15.27999 \text{KN.m}$$

▪ Calcul du ferrailage :

En travée :

➤ ELU :

$$M_{tu} = 30.35358 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{30353.58}{14.2 \times 30 \times 30^2} = 0.079$$

$$\mu = 0.079 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.103$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

Détermination des armatures: section de calcul en travée :

$$A_t^u = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{30353.58}{348 \times 0.96 \times 30} = 3.03 \text{cm}^2/\text{ml}$$

▪ Condition imposées par :

➤ RPA99 version 2003:

$$\text{Poutres principales (30} \times \text{40); } A_{\min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{cm}^2$$

➤ BAEL.91:

Poutres principales (30 × 35)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 1.09 \text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{RPA}; A_{BAEL}) = 5.25 \text{cm}^2$$

▪ Choix des armatures:

$$6\text{T12} \rightarrow A = 6.79 \text{cm}^2$$

➤ ELS :

$$M_{ts} = 22.91998 \text{KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \text{ Flexion simple} \\ \checkmark \text{ Section rectangulaire sans } A' \\ \checkmark \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

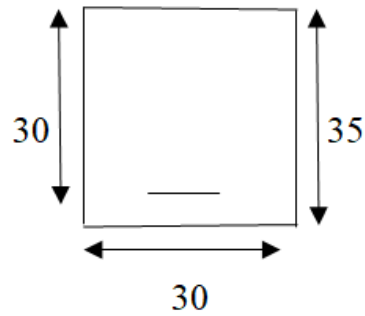


Figure IV. 7: section de calcul

Avec :  $\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{30.35358}{22.91998} = 1.32$

$\frac{1.32-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.41 > \alpha = 0.103$

▪ **Conclusion :**  
 $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$   
 Fissuration peu nuisible }  $\Rightarrow$  les armatures calculées en ELU sont maintenues

**Donc :** Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ ).

▪ **En appui :**

➤ **ELU :**

$M_{au} = -20.23572KN.m$

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{20235.72}{14.2 \times 30 \times 30^2} = 0.052$

$\mu = 0.052 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0667$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97$

▪ **Détermination des armatures: section de calcul en travée :**

$A_t^a = \frac{M_{au}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20235.72}{348 \times 0.97 \times 30} = 1.99cm^2/ml$

▪ **Condition imposées par :**

➤ RPA99 version 2003:

Poutres principales (30×40);  $A_{min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25cm^2$

➤ BAEL.91:

Poutres principales (30× 35)

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 1.09cm^2$

$A_t = \max(A_t; A_{RPA}; A_{BAEL}) = 5.25cm^2$

▪ **Choix des armatures:**

6T12  $\rightarrow A = 6.79cm^2$

➤ **ELS :**

$M_{as} = -15.27999KN.m$

✓ Flexion simple  
 ✓ Section rectangulaire sans A'  
 ✓ Acier FeE400 }  $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

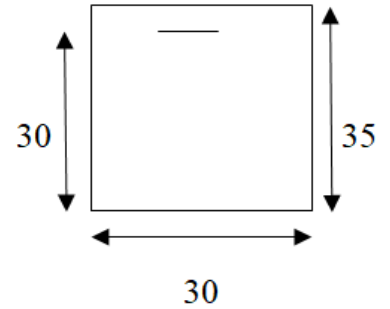


Figure IV. 8: section de calcul

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{20.23572}{15.27999} = 1.32$$

$$\frac{1.32-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.41 > \alpha = 0.103$$

▪ **Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

}  $\Rightarrow$  les armatures calculées en ELU sont maintenues

**Donc :** Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ ).

▪ **Moment de torsion:**

$$\text{MT/ marche} = \frac{q_u \times l_2}{2}$$

➤ **Moment en travée:**

$$M_{tu} = \frac{6 \times q_u \times l_2}{2} = \frac{6 \times 6.08 \times 1.22}{2} = 22.2528 \text{KN.m}$$

➤ **Moment en appui:**

$$M_{au} = -\frac{1}{2} \times M_{tu} = -11.1264 \text{KN.m}$$

▪ **Détermination des armatures:**

$$\frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{cm}$$

$$\Omega = (30 \times 25) = 750 \text{cm}^2$$

$$U = (35 \times 30) \times 2 = 105 \text{cm}^2$$

▪ **calcul des armatures longitudinales:**

➤ **En travée:**

$$A_t^T = \frac{U \times M_{tu}}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{105 \times 22252.8}{2 \times 750 \times \frac{400}{1.15}} = 4.49 \text{cm}^2$$

➤ **En appuis :**

$$A_a^T = \frac{U \times M_{au}}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{105 \times 11126.4}{2 \times 750 \times \frac{400}{1.15}} = 2.24 \text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) = 4.49 \text{cm}^2$$

$$A_a = \max(A_a; A_{min}) = 2.24 \text{cm}^2$$

▪ **Conclusion:**

$$AT_t + A_t^u = 4.49 + 3.03 = 7.52 \text{cm}^2$$

$$AT_a + A_a^u = 2.24 + 1.99 = 4.23 \text{cm}^2$$

▪ **Choix des armatures:**

$$8\text{T}12 \rightarrow A = 9.05 \text{cm}^2$$

$$4T12 \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification de L'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{33.0379 \times 3.5}{2} = 50.81632 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{50816.32}{30 \times 30 \times 10^2} = 0.565 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2; \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,190 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow \alpha = 90^\circ$$

▪ **Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :**

$$\phi_t \geq \min(\frac{h}{35}; \frac{h}{10}; \phi_{min})$$

$$\phi_t \geq \min(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.2) = 1 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance  $4\phi_t 8 \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

▪ **Espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 + \delta_{tx}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} \times k}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ A = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 + \tau_u - 0.3 \times f_{t28}} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 235}{30 \times 0.565 - 0.3 \times 2.1} = 23.15 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(27; 40) = 27 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 39.36 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 11.16 \text{ cm}$$

**Donc :** on adopte  $\delta_t \leq 23.15 \text{ cm}$ .

▪ **Zone nodale:**

$$\delta_{t3} \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi; 30) = 10 \text{ cm}$$

▪ **Zone courante:**

$$\delta_{t3} \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5$$

$$\delta_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{zone nodale}$$

$$\delta_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{zone courante}$$

▪ **Vérification des armatures transversales :**

▪ **Zone nodale :**

$$A_{min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

▪ **Zone courante :**

$$A_{min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

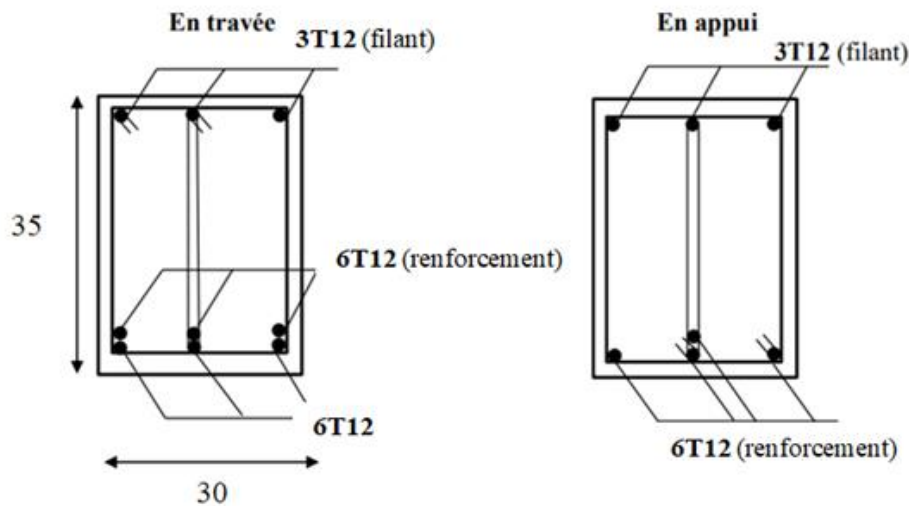


Figure IV. 9: Ferrailage de la poutre brisée

**IV.3 Les balcons :**

Les balcons sont des dalles pleines calculées comme des consoles encastrées soumise à leurs poids propres, aux charges permanentes **G**, aux la surcharges d’exploitations **Q** et au poids propre du mur **P**.

Dans notre structure, on a 1 type de balcon :

▪ **Exemple calcul :**

Tableau IV 4 :Charges permanentes de balcon

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	G (KN/m²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de ciment	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	17	0.34
Dalle en BA	0.16	25	4
Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
<b>Totale</b>			<b>G=5.54</b>

▪ **charges permanentes :**

Pour une bonde de 1m de largeur :  $G=5.54 \times 1=5.54\text{KN/ml}$

▪ **Calcul de la charge due au poids du mur :**

$P=G_{\text{mur}} \times h$

Charge du mur de 30cm d’épaisseur :  $G_{\text{mur}}=(0.9+1.30+2 \times 18 \times 0.015)=2.74 \text{ KN /m}$

Avec :

$h = 3.06-0.16 = 2.9$  (hauteur du mur)

$P=2.75 \times 2.9=7.975\text{KN/ml}$

▪ **Surcharges d'exploitation :**

Balcon pour locaux à usage d'habitation :  $Q=3,5 \text{ KN/ml}$

Pour une bande de 1m de largeur :  $Q=5 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$

▪ **Evaluation des moments :** (Pour une bande de 1m de largeur)

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

$$\phi_{max} \leq \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm}$$

Donc on prend  $\phi = 16 \text{ mm}$

▪ **Calcul de l'enrobage :**

$$C = a + \frac{\phi}{2} = 10 + \frac{16}{2} = 18 \text{ mm}$$

▪ **Hauteur utile :**

$$d = h_d - c = 16 - 1.8 = 14.2$$

▪ **Moments fléchissant :**

➤ **ELU :**

$$M_u = -(1.35G + 1.5Q) \times \frac{l}{2} - 1.35 \times P \times L \times 1 \text{ ml}$$

$$M_u = -(1.35 \times 5.54 + 1.5 \times 5) \times \frac{1.40}{2} - 1.35 \times 7.975 \times 1$$

$$M_u = -21.25155 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

$$M_{ser} = -(G + Q) \times \frac{l}{2} - P \times L \times 1$$

$$M_{ser} = -(5.54 + 5) \times \frac{1.40}{2} - 7.975 \times 1.40 \times 1$$

$$M_{ser} = -18.543 \text{ KN.m}$$

**IV. 3.1. Calcul du ferrailage :**

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

➤ **ELU :**

$$M_u = -21.25155 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{21251.55}{14.2 \times 100 \times 14.2^2} = 0.0742$$

$$\mu = 0.0742 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.096$$

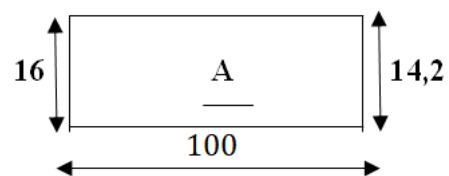


Figure IV. 9: Section de calcul.

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

▪ **Détermination des armatures: section de calcul en travée :**

$$A_t^u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{21251.55}{348 \times 0.96 \times 14.2} = 4.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times d = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 4.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures:**

$$6\text{T}12/\text{ml} \rightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e = (15 \text{ cm})$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A/4 = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$5\text{T}8 \rightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (e = 20 \text{ cm})$$

- **ELS :**

$$M_{ser} = -18.543 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \text{ Flexion simple} \quad \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times \overline{f}_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \text{ Section rectangulaire } A'$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{21.25155}{18.543} = 1.15$$

$$\frac{1.15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.325 > 0.096$$

- **Conclusion :**

- ✓  $\overline{\sigma}_b \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$  les armatures calculées en ELU sont maintenues
- ✓ Fissuration peu nuisible

**Donc :** Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ ).

### IV.3.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = (1.35G + 1.5Q) L + 1.35 \times P$$

$$T_{max} = (1.35(5.54) + 1.5(5)) 1.42 + 1.35 \times 7.945$$

$$T_{max} = 31.99593 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{31995.93}{100 \times 14.2 \times 10^2} = 0.225$$

$$\overline{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 0.5 \times 25 = 1.25 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\tau_u = 0.225 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

### IV.3.3. Calcul de la flèche :

**Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5] :**

- Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h}{l} < \frac{1}{20} \Rightarrow 0.05 < 0.11 \text{ C.V}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{100 \times 14.2 \times 10^2} = 4.8 \times 10^{-5} < \frac{2}{100} = 0.02 \text{ C.V}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- Dessin de ferrailage :

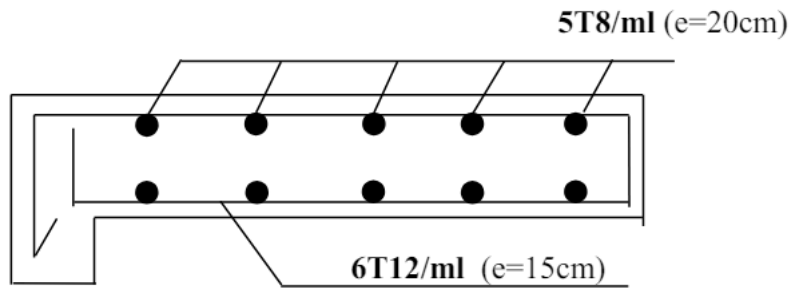


Figure IV. 10: Ferrailage de balcon

# ***CHAPITRE V***

## ***Etude dynamique***

## V.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

## V.2. Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser soit :

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

### V.2.1. Méthode statique équivalente :

#### ▪ Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### ▪ Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :  $6H \leq 5m$  en zone I et IIa,
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a). Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

**Remarque :** Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

### V.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

#### ▪ Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### ▪ Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

▪ **Détermination des paramètres du spectre de réponse :**

➤ **Coefficient d'accélération A :**

Zone II, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya d'ORAN : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A = 0.15**

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A 99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A 99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 3.5**

➤ **Facteur de qualité Q :**

▪ **Régularité en plan :**

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée
- Perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La structure a une forme compacte, et le rapport :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = \frac{29.5}{17.5} = 1.68 < 4$$

Donc le critère est observé **p<sub>q</sub> = 0.05**

▪ **Régularité en élévation :**

La structure est classée régulièrement en élévation **p<sub>q</sub> = 0**

▪ **Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : **p<sub>q</sub> = 0.05**

▪ **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : **p<sub>q</sub> = 0.10**

**Q :** Facteur de qualité, défini par :  $Q = 1 \pm \sum_1^6 p_q$

Tableau V 1 :Pénalités du facteur de qualité.

Critère « q »	p <sub>qy</sub>	p <sub>qy</sub>
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00	0.00
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.00	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05

6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
$\Sigma$	0.25	0.25

$$Q_x = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.25$$

$$Q_y = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.25$$

➤ **Facteur de correction d'amortissement "η" :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

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

$\xi$  : Est donné par le tableau [4.2] des RPA99/Version 2003.

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend  $\xi = \mu 7\%$

D'où :  $\eta = 0.882 \geq 0.7$

➤ **Période T1 et T2 du site considérée S3 :**

$$T_1 = 0.15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ s}$$

➤ **Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V2 003, page 45)

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

➤ **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

$$ELU = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$0.8 \times G \mp E$$

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

On donc :

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{\frac{1}{3}} \end{cases}$$

$h_N$  :Hauteur 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 [4.6] des RPA99/Version2003.

$C_T = 0.05$  (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

$$\begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

$T_2 = 0.50 \text{ s}$ : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version 2003.

$h_N = 36.66 \text{ m}$

**D** : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$d_x = 29.5 \text{ m}$

$d_y = 17.50 \text{ m}$

$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times 36.66^{3/4} = 0.74 \text{ s}$  Dans les deux directions.

$$T_x = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0.09 \times \frac{36.66}{\sqrt{29.50}} = 0.61 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0.09 \times \frac{36.66}{\sqrt{17.50}} = 0.80 \text{ s}$$

$$T_x = \min(T; T_x) = 0.61 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T; T_y) = 0.74 \text{ s}$$

$$T = \max(0.61; 0.74) = 0.74 \text{ s}$$

$$0 < T_x \text{ et } T_y < T_2 \quad \text{Donc } D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{0.75}\right)^{2/3} = 1.745 \text{ s}$$

$$D_y = D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{0.96}\right)^{2/3} = 1.479 \text{ s}$$

➤ **Poids total de la structure :**

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids  $W_i$  de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

**W<sub>Gi</sub>**: Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

**W<sub>Qi</sub>**: Poids dû aux charges d'exploitation.

**β** : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5]. Des RPA99/Version 2003.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau 5.2 présent les masses calculé le Robot.

$$w_i = 64525.03 \text{ KN}$$

### V.3. Modélisation de la structure :

- Position des voiles :

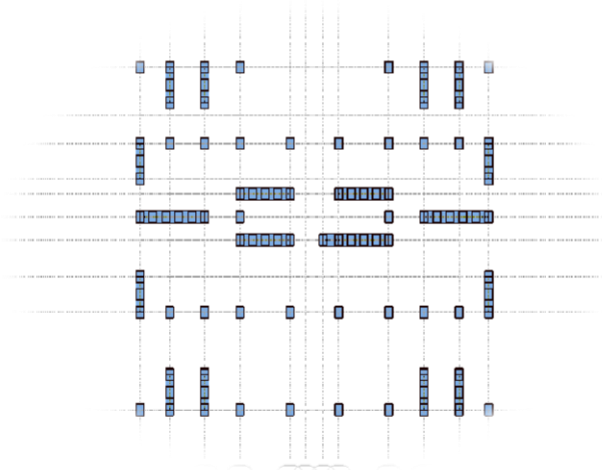


Figure V. 2: Disposition des voiles.

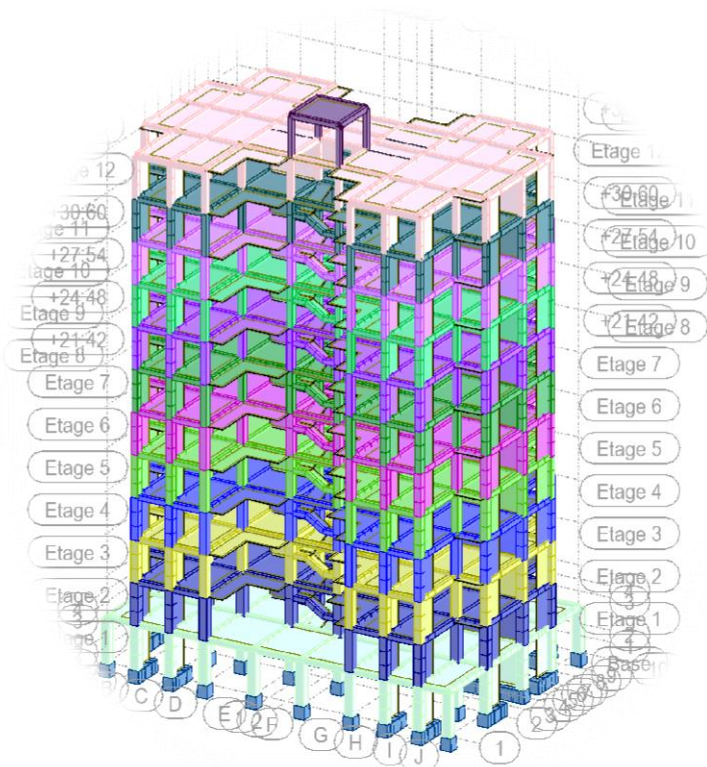


Figure V. 1: Vue de la structure modélisée

### V.4. Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante :  $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

**A** : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99/Version 2003 (tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

**R** : facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

**W** : poids total de la structure.

**D** : facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

**Q** : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux).

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.745 \times 1.25}{3.5} \times 64525.03 = \mathbf{6032.59 \text{ KN}}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.479 \times 1.25}{3.5} \times 64525.03 = \mathbf{5112.68 \text{ KN}}$$

▪ **Résultats de calcul :**

Tableau V 2 :Taux de participation modale.

Mode	Période(s)	Facteur de participation massique			
		Ux	Uy	Ux	Uy
1	0,91	0,00	68,61	0,00	68,61
2	0,79	1,01	68,61	1,01	0,00
3	0,71	65,13	68,61	64,12	0,00
4	0,28	65,13	82,54	0,00	13,93
5	0,24	65,14	82,54	0,01	0,00
6	0,19	82,40	82,54	17,26	0,00
7	0,14	83,00	82,54	0,60	0,00
8	0,14	83,00	86,57	0,00	4,03
9	0,13	83,00	88,81	0,00	2,24
10	0,13	83,00	88,84	0,00	0,03
11	0,12	83,00	88,84	0,00	0,00
12	0,09	90,18	88,84	7,18	0,00
13	0,08	90,18	92,55	0,00	3,71

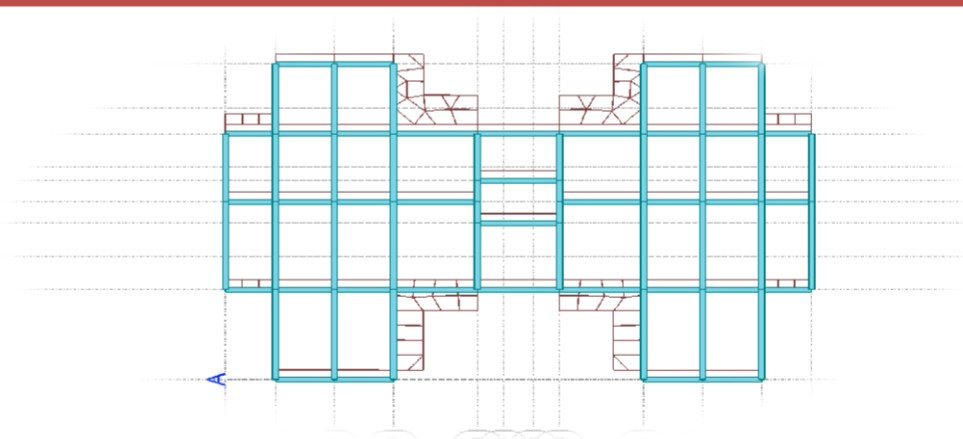
D'après les résultats trouvés on constate que :

$$T_{\text{emp}} = \mathbf{0.61s} \quad T_{\text{dyn}} = \mathbf{0.91s}$$

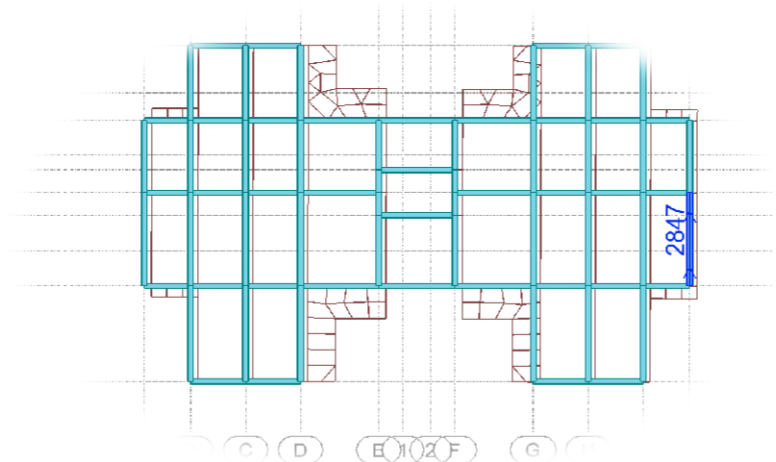
Selon RPA 99 V 2003 il faut que :  $1.3 T_{\text{emp}} > T_{\text{dyn}} > 0.70 s > 0.68 s$

- Le 1<sup>er</sup> mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y)
- Le 2<sup>ème</sup> mode de torsions
- Et le 3<sup>ème</sup> mode de torsions est une translation suivant l'axe (x-x)

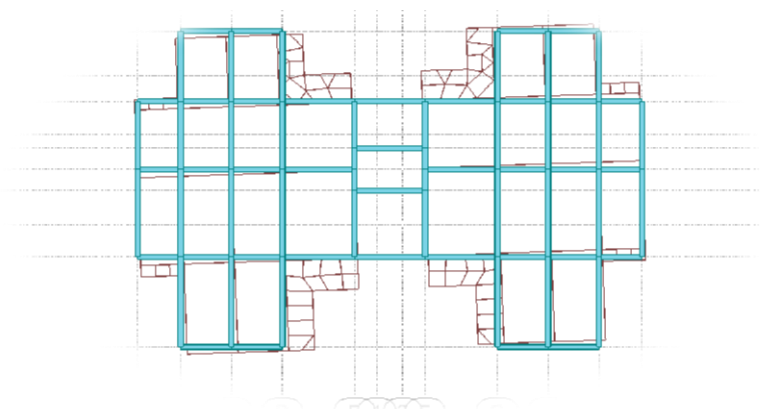
Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 14<sup>ème</sup> mode pour le sens (x-x) et le sens (y-y).



**Figure V. 3:** Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y).



**Figure V. 4:** Le 2ème mode de vibration est une translation suivant l'axe (x-x).



**Figure V. 5:** le 3ème mode de torsions.

### V.5. Vérification :(ART 4.3.4 RPA99/V2003)

Direction x-x : 12ème mode : Masse cumulée = 90.18 %

Direction y-y : 13ème mode : Masse cumulée = 92.55 %

Masse cumulée > 90%

**Condition vérifié.**

**V.5.1. vérification la résultante des forces sismiques :**

Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante :  $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Le RPA exige que la résultante des forces sismique calculées par la méthode modale spectrale doit être supérieure ou égale à 80% des force sismique calculées par la méthode statique équivalente  $V_{\text{Statique}}$  correspondant à la période fondamentale donnée par la formule empirique ( $T_{\text{emp}}$ ).

Résultat donné par le logiciel « ROBOT » est .:

*Tableau V 3 :les forces sismiques des deux directions.*

Sens	$V_{\text{st}}$	$0.8V_{\text{st}}$	$V_{\text{dyn}}$	$V_{\text{dyn}} \geq 0.8V_{\text{st}}$
X	6032.59	4826.07	5161.32	<b>C.V</b>
Y	5112.68	4090.14	4590.55	<b>C.V</b>

**V.5.2. Vérification des déplacements inter étage :**

Sous l’action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les résultats des déplacements sont présentés dans le tableau V.4

L’article 4.43 du RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l’étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit :  $\sigma_K = R \times \sigma_{eK}$

$\sigma_K$  : est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure.

$\sigma_{eK}$  : est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V.

**R** :est le coefficient de comportement (R = 3,5).

*Tableau V 4 :Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.*

Niveaux	$\Delta_K^{dr x}(\text{cm})$	$\Delta_K^{dr y}(\text{cm})$	Niveaux	$\Delta_K^{dr x}(\text{cm})$	$\Delta_K^{dr y}(\text{cm})$
Etage 1	0,007	0,316	Etage 8	0,012	1,096
Etage 2	0,004	0,688	Etage 9	0,220	1,031
Etage 3	0,017	0,933	Etage 10	0,023	0,939
Etage 4	0,014	1,071	Etage 11	0,006	0,854
Etage 5	0,014	1,147	Etage 12	0,625	0,774
Etage 6	0,024	1,163	Etage 13	1,974	0,820
Etage 7	0,014	1,150			

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$\Delta_K \leq 1\% h_e$   $01 \leq 1\% h_e = 3.06$  cm, doncla **condition est vérifiée**

### V.5.3. Vérification de l'effet $P - \Delta$

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou effet  $P - \Delta$  peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la

**Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :**  $\vartheta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$

- Si  $0.10 < \theta_K < 0.20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $\frac{1}{1-\theta_K}$ .
- Si  $\theta_K > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$P_K$  : 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 de l'étage 'K'.

Tableau V 5 : Vérification de l'effet  $P\Delta$  sens XX et sens Y-Y

DIRECTION X						
Niveaux	P	$\Delta$	V	H	$\Theta$	Vérification
Etage 1	63985,59	0,007	5161,36	3,2	2,71185 E-05	OK
Etage 2	56273	0,004	5082,93	3,06	1,44719 E-05	OK
Etage 3	50702,4	0,017	4938,36	3,06	5,70392 E-05	OK
Etage 6	45290,9	0,014	4735,17	3,06	4,37605 E-05	OK
Etage 5	39939,06	0,014	4481,98	3,06	4,07694 E-05	OK
Etage 8	34708,84	0,024	4176,91	3,06	6,51741 E-05	OK
Etage 7	29522,53	0,014	3817,53	3,06	3,53816 E-05	OK
Etage 9	24447,25	0,012	3409,43	3,06	2,81195 E-05	OK
Etage 10	19421,26	0,22	2941,55	3,06	0,000474682	OK
Etage 11	14495,74	0,023	2410,12	3,06	4,52073 E-05	OK
Etage 12	9614,31	0,006	1787,79	3,06	1,05446 E-05	OK
Etage 13	4826,71	0,625	1018,73	3,06	0,000967722	OK

DIRECTION Y						
Niveaux	P	$\Delta$	V	H	$\Theta$	Vérification
Etage 1	63985,59	0,292	4590,59	3,2	0,00127188	OK
Etage 2	56273	0,626	4517,66	3,06	0,00254823	OK
Etage 3	50702,4	0,845	4386,51	3,06	0,00319187	OK
Etage 6	45290,9	0,967	4199,55	3,06	0,00340811	OK
Etage 5	39939,06	1,035	3954,06	3,06	0,00341644	OK
Etage 8	34708,84	1,049	3663,26	3,06	0,00324808	OK
Etage 7	29522,53	1,038	3334,11	3,06	0,00300365	OK
Etage 9	24447,25	0,991	2966,71	3,06	0,00266875	OK
Etage 10	19421,26	0,932	2554,15	3,06	0,00231593	OK
Etage 11	14495,74	0,848	2079,82	3,06	0,00193147	OK
Etage 12	9614,31	0,768	1529,92	3,06	0,00157721	OK
Etage 13	4826,71	0,693	879,83	3,06	0,00124241	OK

**V.5.4. Vérification de renversement :**

Tableau V 6 : Vérification de renversement.

ETAGE	DIRECTION X							
	$V_x$ [KN]	$F_x$ [KN]	$h$ [m]	$W$ [KN]	$X_g$ [m]	$M_{tr}$ [KN]	$M_s$ [KN]	Vérification
1	5161,36	78,43	3,2	64525,0324	14.65	250,98	945291,72	OK
2	5082,93	144,57	6,26	64525,0324		905,01	945291,72	OK
3	4938,36	203,19	9,32	64525,0324		1893,73	945291,72	OK
4	4735,17	253,19	12,38	64525,0324		3134,49	945291,72	OK
5	4481,98	305,07	15,44	64525,0324		4710,28	945291,72	OK
6	4176,91	359,38	18,5	64525,0324		6648,53	945291,72	OK

7	3817,53	408,1	21,56	64525,0324		8798,64	945291,72	OK
8	3409,43	467,88	24,62	64525,0324		11519,21	945291,72	OK
9	2941,55	531,43	27,68	64525,0324		14709,98	945291,72	OK
10	2410,12	622,33	30,74	64525,0324		19130,42	945291,72	OK
11	1787,79	769,06	33,8	64525,0324		25994,23	945291,72	OK
12	1018,73	1081,8	36,86	64525,0324		39875,15	945291,72	OK
13	-63,07	-63,07	39,86	64525,0324		-2513,97	945291,72	OK
DIRECTION Y								
ETAGE	$V_x$ [KN]	$F_x$ [KN]	$h$ [m]	$W$ [KN]	$X_g$ [m]	$M_r$ [KN]	$M_s$ [KN]	Vérification
1	4590,59	72,93	3,2	64525,0324	8,45	233,38	545236,52	OK
2	4517,66	131,15	6,26	64525,0324		821,00	545236,52	OK
3	4386,51	186,96	9,32	64525,0324		1742,47	545236,52	OK
4	4199,55	245,49	12,38	64525,0324		3039,17	545236,52	OK
5	3954,06	290,8	15,44	64525,0324		4489,95	545236,52	OK
6	3663,26	329,15	18,5	64525,0324		6089,28	545236,52	OK
7	3334,11	367,4	21,56	64525,0324		7921,14	545236,52	OK
8	2966,71	412,56	24,62	64525,0324		10157,23	545236,52	OK
9	2554,15	474,33	27,68	64525,0324		13129,45	545236,52	OK
10	2079,82	549,9	30,74	64525,0324		16903,93	545236,52	OK
11	1529,92	650,09	33,8	64525,0324		21973,04	545236,52	OK
12	879,83	816,74	36,86	64525,0324		30105,04	545236,52	OK
13	63,09	63,09	39,86	64525,0324		2514,77	545236,52	OK

**V.6. Conclusion :**

L'étude dynamique nous a permis de voir les différentes vérifications de comportement de la structure vis-à-vis le séisme, les résultats obtenus sont acceptables en termes de période, déplacements et efforts sismique.

***Chapitre VI :***  
***Etude des portiques***

## VI.1 Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteau) et horizontaux (poutres)  
L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques

## VI.2 Etude des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion composée. Chaque poutre est soumise à un effort tranchant.

### VI.2.1 Combinaisons des charges:

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

G : Charges permanentes

Q : Charges d'exploitations

E : Efforts sismiques

### VI.2.2 Combinaisons fondamentales:

Situation durables et transitoires :(BAEL 91) :

1.35G +1.5Q .....E.L.U.

G+Q .....E.L.S.

Situation accidentelles : RPA99 (version2003) :

$0.8 \times G \pm E$

$G + Q + E$

- La combinaison (1,35G+1,5Q) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison (G + Q+E) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison (0.8 G E) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où  $M > 0$  de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

**Remarque** Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel Robot.bat

### VI.2.3 Ferrailage des poutres :

On distingue deux types de poutres :

- Poutres principales (30 ; 40) cm<sup>2</sup>
- Poutres secondaires (30 ;35) cm<sup>2</sup>

### VI.2.4 Vérifications des règlements :

Recommandation du RPA99 (version 2003) (Art 7.5.2) : Armatures longitudinales :

- Armatures minimales : 0.5% B en zone IIa.
- Armatures maximales 4% × B en zone courante.

Longueur de recouvrement est de : 40.Ø en zone IIa.

Avec :

**B** : Section de la poutre.

Armatures transversales: La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par:

$$A_{min} = 0.003 \times S \times b$$

**b** : Largeur de la section

**S** : Espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit : Dans la zone nodale et en travées si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left( \frac{h}{4} \cdot 12 \times Q \right)$$

En dehors de la zone nodale :  $S = \frac{h}{4}$

**Règlement BAEL91 : La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \times b \times d$$

**VI.2.5 Les sollicitations des poutres :**

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants :

Tableau VI 1 :Tableau des sollicitation

		$M_{\max}^t$ (KN. m)			$M_{\max}^a$ (KN. m)			T(KN)
		ELU	ELS	AAC	ELU	ELS	AAC	
Poutres principal	<b>RDC</b>	48,380	35,830	75,420	-89,620	-66,290	-94,100	-87,880
	<b>Terrasse</b>	56,260	40,610	169,180	-124,280	-89,860	-168,610	-124,640
	<b>Etages cr</b>	63,610	46,020	54,120	-104,240	-75,500	-101,630	-98,990
Poutres secondaire	<b>RDC</b>	26,180	19,400	31,890	-41,360	-30,620	-52,430	53,100
	<b>Terrasse</b>	27,430	19,760	108,250	-46,390	-33,430	-110,530	56,650
	<b>Etages cr</b>	26,650	19,400	28,400	-51,200	-36,910	-130,650	-91,230

**VI.2.5.1. Exemple de calcul:**

En prend l'étage courant comme un exemple de calcul.

Tableau VI 2 :Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts normaux.

	ELU		ELS		Efforts tranchant
Moments	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	T(KN)
<b>PP (30×40)</b>	63,610	-104,240	46,020	-75,500	98,990
<b>PS (30×35)</b>	26,650	-51,200	19,400	-36,910	-91,230

**VI.2.5.1.1 Calculs des armatures longitudinales:****Vérification de l'existence des armatures comprimées :**Hauteur utile de Poutres principales :  $d = 35\text{cm}$ Hauteur utile de poutre secondaire :  $d' = 31,5\text{ cm}$ **Armatures longitudinales :**

- Condition imposées par le RPA99/2003 :

Poutres principales : PP:  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6\text{ cm}^2$ Poutres secondaires : PS:  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25\text{ cm}^2$ 

- Conditions imposées par le BAEL91 :

Poutres principales : PP:  $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = 1,27\text{cm}^2$ Poutres secondaires : PS:  $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14\text{cm}^2$ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :****a. En travée :**➤ **ELU :**

$$M_t^u = 63,610\text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{63,610 \times 10^3}{30 \times 14,2 \times 35^2} = \mathbf{0,122} < 0,259$$

 $\mu = 0,122 < \mu_1 = 0,392 \implies A' \text{ n'existe pas}$ 

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,122}) = \mathbf{0,163}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,163 = \mathbf{0,934}$$

$$A_s = \frac{M_t^u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{63,610 \times 10^3}{0,934 \times 348 \times 35} = \mathbf{5,59\text{cm}^2}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min(\text{RPA})}; A_{\min(\text{BAEL})}) = 6\text{ cm}^2$$

**Choix des armatures:**Soit : 5T14 = **7,70 cm<sup>2</sup>**➤ **ELS :**

$$M_t^s = 46,020\text{KN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans  $A' \implies \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

- Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{63,610}{46,020} = 1,39$$

Avec:

$$\frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,163 \quad \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15MPa \quad \Rightarrow$  Les armatures calculées en ELU sont maintenues.
- Fissuration peu nuisible

**Donc :** Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ )

**b. En Appui :**

➤ **ELU :**

$$M_a^u = -104,240 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{104,240 \times 10^3}{30 \times 14,2 \times 35^2} = \mathbf{0,2}$$

$$\mu = 0,200 < \mu_1 = 0,392 \implies A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.2}) = \mathbf{0.282}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.163 = \mathbf{0.887}$$

$$A_s = \frac{M_a^u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{104,240 \times 10^3}{0.887 \times 348 \times 35} = \mathbf{9,65 \text{ cm}^2}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}(RPA)}; A_{\text{min}(BAEL)}) = 9,65 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures:**

$$\text{Soit : } 7T14 = \mathbf{10,78 \text{ cm}^2}$$

➤ **ELS :**

$$M_a^s = -75,500 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans A'
  - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{104,240}{75,500} = 1,39$$

Avec:

$$\frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,282 \text{ condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

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

**Donc :** Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ )

### VI.2.5.1.2 Armatures transversales :

- **Vérification d'effort tranchant :**

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre :

$$T_{\max} = 98,990 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{98,990 \times 10^3}{30 \times 35 \times 100} = 0,943 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement

**Conclusion :**

$$\tau_u = 0,943 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Section et écartement des armatures transversales:**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{l\min}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 14\right) = 1,14 \text{ cm} = 11 \text{ mm}$$

On prend :  $\varphi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 3\varphi_8 \Rightarrow A_t = 1,51 \text{ cm}^2$  (1 cadre + 2 épingle).

- **L'espace des armatures transversales :**

➤ **Selon le [BAEL91] :**

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \times K}{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$  (flexion simple)

$$\alpha = 90^\circ$$

Donc:

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b \times [\tau_u - (0,3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0,8 \times 2,01 \times 235}{30 \times [0,943 - (0,3 \times 1 \times 2,1)]} = 40,24 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 45 \text{ cm}) = \min(31,5; 45) = 31,5 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = \mathbf{39,36 \text{ cm}}$$

➤ Selon le [RPA99 (version 2003)] :

- **Zone nodale :**

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 9,6\right) = \mathbf{9,6 \text{ cm}}$$

- **Zone courante :**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

Donc les armatures transversales minimales est donnée par :

$$\begin{cases} \delta_t = \mathbf{9 \text{ cm}} & \text{en zone nodale} \\ \delta_t = \mathbf{15 \text{ cm}} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

• **Vérification des armatures transversales :**

- **Zone nodale :**

$$A_{\min} = 0,003 \times 9 \times 30 = 0,81 \text{ m}$$

- **Zone courante :**

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ m}$$

• **Longueur de recouvrement :**

$$L_t = 50 \times \varphi = 50 \times 0,8 = 40 \text{ cm}$$

Tableau VI 3 : Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres.

Type de poutres		A <sub>min</sub> (cm)		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Barre choisies	A <sub>cor</sub> (cm <sup>2</sup> )	Longueur de recouvrement (cm)
		B.A.E.L	R.P.A				
PP (30×40)	Travées	1,27	6	6	5T14	7,70	70
	Appuis	1,27	6	9,65	7T14	10,78	70
PS (30×35)	Travées	1,14	5,25	5,25	5T12	5,65	60
	Appuis	1,14	5,25	5,25	5T12	5,65	60

**Dessin du ferrailage :**

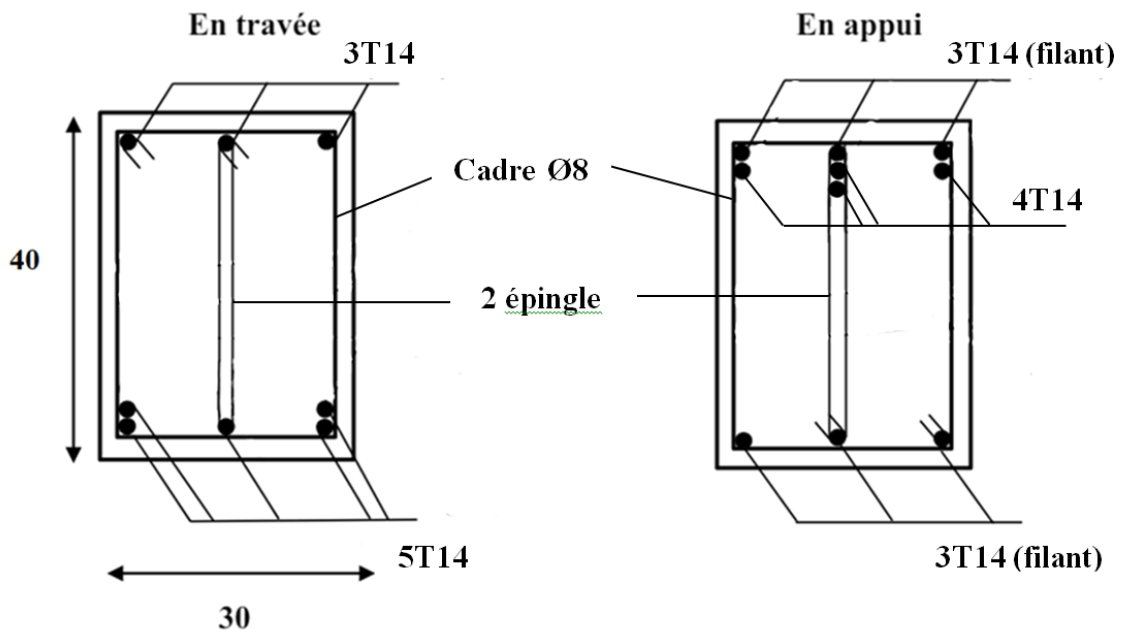


Figure VI. 1: Ferrailage de la poutre principale.

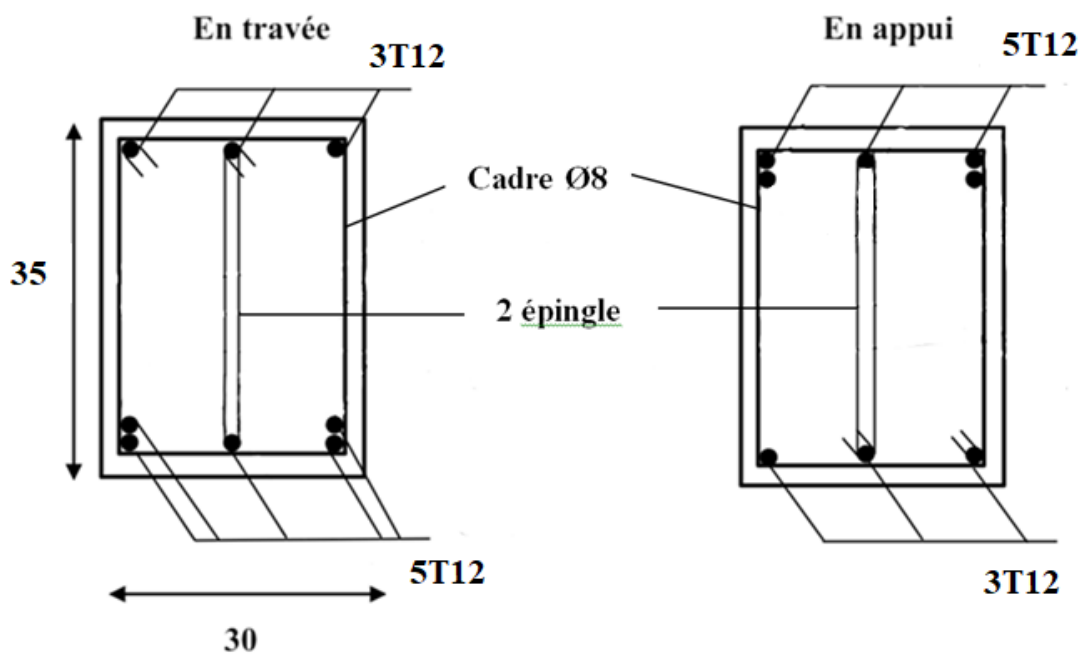


Figure VI. 2: Ferrailage de la poutre secondaire

### VI.3. Les Poteaux :

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 ( $M_y$ - $y$ ,  $M_z$ - $z$ ).

### VI.3.1. Principe de calcul :

On détermine les sections d'acier A correspondant aux cas suivants :

$$\text{Cas 1 : } \begin{cases} F_{x\max} \\ M_{y\text{cor}} \\ M_{z\text{cor}} \end{cases} \quad \text{Cas 2 : } \begin{cases} F_{x\min} \\ M_{y\text{cor}} \\ M_{z\text{cor}} \end{cases} \quad \text{Cas 3 : } \begin{cases} M_{y\max} \\ M_{z\max} \\ M_{x\text{cor}} \end{cases}$$

On a 7 types de poteaux à savoir :

- ✓ Type 1 : (65×65) cm<sup>2</sup>
- ✓ Type 2 : (60×60) cm<sup>2</sup>
- ✓ Type 3 : (55×55) cm<sup>2</sup>
- ✓ Type 4 : (50×50) cm<sup>2</sup>
- ✓ Type 5 : (45×45) cm<sup>2</sup>
- ✓ Type 6 : (40×40) cm<sup>2</sup>
- ✓ Type 7 : (35×35) cm<sup>2</sup>

**Conditions imposées par le RPA99/Version 2003 :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet

- Leur pourcentage minimal sera de: 0,8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximal sera de: 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm, la longueur minimale de recouvrement est de 40  $\Phi$  en zone IIa et La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poteau-poutre et on a :  $L' = 2. H$

Avec :

h: hauteur de la poutre ;

b : dimension de poteau ;

$h_e$  : Hauteur libre entre deux étages

**Condition imposées par les règles BAEL.91/A.8.1.21 :**

La section AL des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{0.2 \times b \times h}{100} + \frac{8(b+h)}{100} \right] \text{ pour la compression simple.}$$

$$A_{\min} = A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \times b \times d \quad \text{pour la flexion simple.}$$

$$A_{\min} = A_{\min} = b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \quad \text{pour la traction simple}$$

### VI.3.2. Armatures longitudinales :

- ❖ Selon RPA99/version 2003 :

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

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

$T_u$  : Effort tranchant de calcul;

$a$  : Hauteur totale de la section brute;

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'armature transversale;

$\rho_a$  : Coefficient dépendant de l'élançement géométrique  $\lambda_g$  :

- $\rho_a = 2.5$  si  $\lambda_g \geq 5$  ;  $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b}\right)$
- $\rho_a = 3.5$  si  $\lambda_g < 5$

Avec :

$L_f$  : Longueur de flambement.

$a$  et  $b$  : dimensions du poteau dans la direction de déformation considérée.

$\delta_t$  : Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

- **Dans la zone nodale:**

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L ; 15\text{cm}) \text{ zone IIa.}$$

- **Dans la zone courante :**

$$\delta_t \leq 15\phi_L \text{ zone IIa :}$$

$\phi_L$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

**Section minimale des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b} \text{ En pourcentage est donné comme suit :}$$

- 0.4% si  $\lambda_g \geq 5$
- 0.8% si  $\lambda_g \leq 3$
- Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$ ; interpolation des valeurs limitent précédentes.

❖ Selon **B.A.E.L 91** :

**Le diamètre minimal des armatures transversales:**

$$\phi_t \leq \phi_{L\max}$$

**L'espacement des armatures transversales a pour valeur :**

$$\delta_t = \min(15\phi_{L\min} ; 40\text{cm. } b + 10\text{cm})$$

Avec :

$b$  : plus petite dimension de la section transversale du poteau.

$\phi_{L\min}$ : Plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaires à la résistance.

Tableau VI 4 :Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et des efforts tranchants.

Combinaisons	Section (cm <sup>2</sup> )	(35×35)	(40×40)	(45×45)	(50×50)	(55×55)	(60×60)	(65×65)
<b>ELU</b> <b>(1,35G+81,5Q)</b>	<b>N<sub>max</sub></b> <b>(KN)</b>	72,96	455,89	906,23	1377,49	1874,97	2401,22	2958,83
	<b>M<sub>22</sub><sup>cor</sup></b> <b>(KN.m)</b>	4,38	27,91	31,25	31,86	31,49	30,77	13,16
	<b>M<sub>33</sub><sup>cor</sup></b> <b>(KN.m)</b>	26,45	20,63	23,63	24,53	26,08	29,1	12,78
<b>ACC</b> <b>(G+P+E)</b> <b>(0,8G ± E)</b>	<b>M<sub>22</sub><sup>MAX</sup></b> <b>(KN.m)</b>	33,77	124,01	142,29	157,57	163,32	150,59	169,18
	<b>N<sub>22</sub><sup>cor</sup></b> <b>(KN)</b>	73,29	385,9	848,18	1461,55	1826,36	2627	3676,43
	<b>M<sub>33</sub><sup>MAX</sup></b> <b>(KN.m)</b>	42,19	107,44	132,59	181,83	220,37	-230,41	254,66
	<b>N<sub>33</sub><sup>cor</sup></b> <b>(KN)</b>	73,64	385,9	848,18	1461,55	2215,55	-239,01	-1556,91
<b>ELS</b> <b>(G+Q)</b>	<b>N<sub>min</sub></b> <b>(KN)</b>	43,05	13,89	120,74	233,17	375,74	543,94	35,06
	<b>M<sub>22</sub><sup>cor</sup></b> <b>(KN.m)</b>	0,83	-9,93	-9,13	-8,45	-6,76	-4,51	-10,66
	<b>M<sub>33</sub><sup>cor</sup></b> <b>(KN.m)</b>	-16,58	-2,87	-2,19	-3,01	-3,99	-4,82	-6,75
<b>Effort tranchant T</b>	<b>V1</b>	170	960	810	650	520	420	360
	<b>V2</b>	40	660	550	380	270	200	160

### Remarque :

Après la vérification des sections des poteaux choisies avec les résultats obtenue par le robot bat qu'ils sont trouvés non vérifier à cause de la présence des voiles on a augmenté les sections des poteaux pour qu'elle soit la condition vérifier.

### VI.3.3. Exemple de calcul :

Ferrailage du poteau de Section : (65x65) cm<sup>2</sup>.

### VI.3.3.1. Calcul des armatures :

**Armatures longitudinales:**

**Situation durable et transitoire:**

➤ **E.L.U:** (1.35 G + 1.5 P)

**1<sup>er</sup> Cas:**

**Calcul suivant l'axe 2-2 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N_{\max} = 2958,83 \text{ KN}$
- $M_{22}^{\text{cor}} = 13,16 \text{ kN.m}$
- $M_{33}^{\text{cor}} = 12,78 \text{ kN.m}$

**Calcul suivant l'axe y-y :**

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{22}^{\text{cor}}}{N_{\max}} = \frac{13,16 \times 10^2}{2958,83} = 0,44 < \frac{h}{12} = 26,66 \text{ cm}$$

**Vérification si on a une compression excentré :**

$$\lambda \leq \max \left[ 50; 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

Avec:

$$67 \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{0,44}{65} = 0,45$$

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,20 = 224 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{L_f}{h} = 3,46 \times \frac{320 \times 0,7}{65} = 11,92 \leq 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

⇒ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$\begin{cases} N_1 = N \times \alpha_1 \\ M_1' = N_1(e_0 + e_a) \end{cases}$$

**Excentricité additionnelle:**

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = \max(2 \text{ cm}; 1,28) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,44}{65} = 0,006 < 0,75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \Rightarrow \alpha_1 = 1,02$$

$$N_1 = 2958,83 \times 1,02 = 3018,007 \text{ kN}$$

$$M_1' = 3018,007 \times (0,02 + 0,0044) = 73,64 \text{ kN.m}$$

**Position du point d'application de l'effort normal de compression N' 1 :**

$$e_1 = \frac{M_1'}{N_1} = \frac{73,64}{3018,007} = 0,024 \text{ m} = 2,4 \text{ cm} \leq \frac{h}{12} = \frac{65}{12} = 5,41 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression  $N_1$  se trouve à l'intérieure de la section.

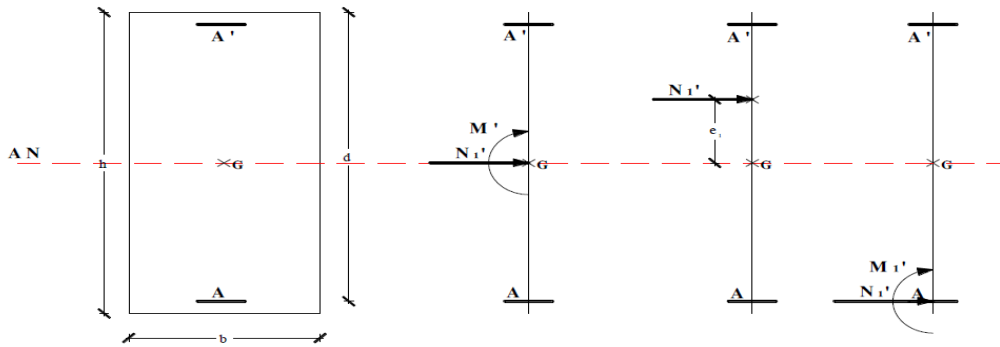


Figure VI. 2: Position du Point d'application de l'effort normal  $N'1$ .

**Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c1) \times \sigma_b \times b \times h \Rightarrow (I) \leq N1 \times (d - c1) - M1 \Rightarrow (II)$$

$$(I) \Rightarrow (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \Rightarrow (0,337 \times 65 - 0,81 \times 6,5) \times 14,2 \times 65 \times 65 = \mathbf{998,317 \text{ KN.m}}$$

$$(II) \Rightarrow N1 \times (d - c1) - M1$$

$$M1 = N1 \times e$$

$$e = e1 + \left(\frac{h}{2} - c1\right) = 2,4 + \left(\frac{65}{2} - 6,5\right) = 28,4 \text{ cm}$$

$$M1 = 3018,007 \times 0,284 = 857,114 \text{ K.m}$$

$$(II) \Rightarrow 3018,007(0,585 - 0,065) - 857,114 = \mathbf{712,25 \text{ KN.m}}$$

$(I) = 998,317 \text{ KN.m} > (II) = 712,25 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée. Le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment  $M1$ .

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

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

$$\mu = \frac{M1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{857114}{14,2 \times 65 \times 58,5^2} = 0,271$$

$$\mu = 0,271 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.404 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,839$$

**Détermination des armatures:**

$$A = \frac{M1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{857114}{348 \times 0,839 \times 58,5} = 50,18 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A - \frac{N1}{100\sigma_s} = 50,18 - \frac{3018007}{100 \times 348} = -36,54 < 0 \Rightarrow A_{fc} = 0$$

**Calcul suivant l'axe 3-3 :**

- $M_{33} = 12,78 \text{ kN.m}$
- $N = 2958,83 \text{ kN}$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N' :**

$$e_0 = \frac{M_{33}}{N} = \frac{12,78 \times 10^2}{2958,83} = 0,43 < \frac{h}{12} = 5,42 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression  $N_1'$  se trouve dans la moitié de la hauteur central

**Vérification si on a une compression excentré :**

⇒ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$\begin{cases} N1 = N \times \alpha_1 \\ M1' = N1(e_0 + e_a) \end{cases}$$

**Vérification si on a une compression excentré :**

$$\lambda \leq \max \left[ 50; 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

Avec:

$$67 \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{0,43}{65} = 0,44$$

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,20 = 224 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{L_f}{h} = 3,46 \times \frac{320 \times 0,7}{65} = 11,92 \leq 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

⇒ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

**Excentricité additionnelle:**

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = \max(2 \text{ cm}; 1,28) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,43}{65} = 0,006 < 0,75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \Rightarrow \alpha_1 = 1,02$$

$$\begin{cases} N1 = 2958,83 \times 1,02 = 3018,007 \text{ kN} \\ M1' = 3018,007 \times (0,02 + 0,0043) = 73,34 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M1'}{N1} = \frac{73,34}{3018,007} = 0,024 \text{ m} = 2,4 \text{ cm} \leq \frac{h}{12} = \frac{65}{12} = 5,41 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression  $N_1$  se trouve à l'intérieure de la section.

**Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c1) \times \sigma_b \times b \times h \Rightarrow (I) \leq N1 \times (d - c1) - M1 \Rightarrow (II)$$

$$(I) \Rightarrow (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \Rightarrow (0,337 \times 65 - 0,81 \times 6,5) \times 14,2 \times 65 \times 65 \\ = \mathbf{998,317 \text{ KN.m}}$$

$$(II) \Rightarrow N1 \times (d - c1) - M1$$

$$M1 = N1 \times e$$

$$e = e1 + \left(\frac{h}{2} - c1\right) = 2,4 + \left(\frac{65}{2} - 6,5\right) = 28,4 \text{ cm}$$

$$M1 = 3018,007 \times 0,284 = 857,114 \text{ K.m}$$

$$(II) \Rightarrow 3018,007(0,585 - 0,065) - 857,114 = \mathbf{712,25 \text{ KN.m}}$$

(I) = 998,317 KN.m > (II) = 712,25 KN.m  $\Rightarrow$  La section est partiellement comprimée. Le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment  $M1$ .

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

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

$$\mu = \frac{M1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{857114}{14,2 \times 65 \times 58,5^2} = 0,271$$

$$\mu = 0,271 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,404 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,839$$

**Détermination des armatures:**

$$A = \frac{M1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{857114}{348 \times 0,839 \times 58,5} = 50,18 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A - \frac{N1}{100\sigma_s} = 50,18 - \frac{3018007}{100 \times 348} = -36,54 < 0 \Rightarrow A_{fc} = 0$$

**2<sup>ème</sup> Cas:**

**Calcul suivant l'axe 2-2 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $M_{22}^{\max} = 169,18 \text{ kN.m}$
- $N^{\text{cor}} = 3676,43 \text{ kN}$
- $M_{33}^{\max} = 254,66 \text{ kN.m}$
- $N^{\text{cor}} = 1556,91 \text{ kN}$

**Calcul suivant l'axe y-y :**

✓ **Position du point d'application de l'effort normal  $N'$  :**

$$e_0 = \frac{M_{22}^{\max}}{N_{\text{cor}}} = \frac{169,18 \times 10^2}{3676,43} = 4,60 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5,42 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression  $N_1'$  se trouve dans la moitié de la hauteur central.

**Vérification si on a une compression excentré :**

⇒ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$\begin{cases} N1 = N \times \alpha_1 \\ M1' = N1(e_0 + e_a) \end{cases}$$

**Vérification si on a une compression excentré :**

$$\lambda \leq \max \left[ 50; 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

Avec:

$$67 \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{4,6}{65} = 0,07$$

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,20 = 224 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{L_f}{h} = 3,46 \times \frac{320 \times 0,7}{65} = 11,92 \leq 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

⇒ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

**Excentricité additionnelle:**

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = \max(2 \text{ cm}; 1,28) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{4,6}{65} = 0,07 < 0,75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \Rightarrow \alpha_1 = 1,02$$

$$N1 = 3676,43 \times 1,02 = 3749,96 \text{ kN}$$

$$M1' = 3749,96 \times (0,02 + 0,046) = 247,50 \text{ kN.m}$$

$$e_1 = \frac{M1'}{N1} = \frac{247,50}{3749,96} = 0,066 \text{ m} = 6,6 \text{ cm} > \frac{h}{12} = \frac{65}{12} = 5,41 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression  $N_1$  se trouve à l'extérieur de la section.

**Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c1) \times \sigma_b \times b \times h \Rightarrow (I) \leq N1 \times (d - c1) - M1 \Rightarrow (II)$$

$$(I) \Rightarrow (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \Rightarrow (0,337 \times 65 - 0,81 \times 6,5) \times 14,2 \times 65 \times 65 = \mathbf{998,317 \text{ KN.m}}$$

$$(II) \Rightarrow N1 \times (d - c1) - M1$$

$$M1 = N1 \times e$$

$$e = e_1 + \left( \frac{h}{2} - c1 \right) = 6,6 + \left( \frac{65}{2} - 6,5 \right) = 32,6 \text{ cm}$$

$$M1 = 3749,96 \times 0,326 = 1222,49 \text{ K.m}$$

$$(II) \Rightarrow 3749,96(0,585 - 0,065) - 1222,49 = 727,49 \text{ KN.m}$$

(I) = 998,317 KN.m > (II) = 727,49 KN.m  $\Rightarrow$  La section est partiellement comprimée. Le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment  $M_1$ .

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1222490}{14,2 \times 65 \times 58,5^2} = 0,387$$

$$\mu = 0,387 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,656 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,738$$

**Détermination des armatures:**

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1222490}{348 \times 0,738 \times 58,5} = 81,37 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A - \frac{N_1}{100\sigma_s} = 81,37 - \frac{3749960}{100 \times 348} = -26,38 < 0 \Rightarrow A_{fc} = 0$$

**Calcul suivant l'axe 3-3 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{cor}} = 1556,91 \text{ kN}$  (compression)
- $M_{33}^{\text{max}} = 254,66 \text{ KN.m}$

**Calcul suivant l'axe y-y :**

✓ **Position du point d'application de l'effort normal  $N'$  :**

$$e_0 = \frac{M_{33}^{\text{max}}}{N_{\text{cor}}} = \frac{254,66 \times 10^2}{1556,91} = 16,35 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 5,42 \text{ cm}$$

**Vérification si on a une compression excentré :**

$\Rightarrow$  La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$\begin{cases} N_1 = N \times \alpha_1 \\ M_1' = N_1(e_0 + e_a) \end{cases}$$

**Vérification si on a une compression excentré :**

$$\lambda \leq \max \left[ 50; 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

Avec:

$$67 \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{16,35}{65} = 16,85$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,20 = 224 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{L_f}{h} = 3,46 \times \frac{320 \times 0,7}{65} = 11,92 \leq 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

\(\Rightarrow\) La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

**Excentricité additionnelle:**

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{l}{250}\right) = \max(2\text{cm}; 1,28) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{16,35}{65} = 0,25 < 0,75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \Rightarrow \alpha_1 = 1,02$$

$$\{N1 = 1556,91 \times 1.02 = 1588,04\text{kN}$$

$$\{M1' = 1588,04 \times (0.02 + 0.1635) = 291,41 \text{ kN.m}$$

$$e_1 = \frac{M1'}{N1} = \frac{291,41}{1588,04} = 0,18\text{m} = 18 \text{ cm} > \frac{h}{12} = \frac{65}{12} = 5,41\text{cm}$$

\(\Rightarrow\) L'effort normal de compression  $N_1$  se trouve à l'extérieur de la section.

**Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c1) \times \sigma_b \times b \times h \Rightarrow (I) \leq N1 \times (d - c1) - M1 \Rightarrow (II)$$

$$(I) \Rightarrow (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \Rightarrow (0,337 \times 65 - 0,81 \times 6,5) \times 14,2 \times 65 \times 65 \\ = \mathbf{998,317 \text{ KN.m}}$$

$$(II) \Rightarrow N1 \times (d - c1) - M1$$

$$M1 = N1 \times e$$

$$e = e1 + \left(\frac{h}{2} - c1\right) = 18 + \left(\frac{65}{2} - 6,5\right) = 44 \text{ cm}$$

$$M1 = 1588,04 \times 0,44 = 698,74 \text{ K.m}$$

$$(II) \Rightarrow 1588,04(0,585 - 0,065) - 698,74 = \mathbf{127,04\text{KN.m}}$$

(I) = 998,317 KN.m > (II) = 127,04 KN.m \(\Rightarrow\) La section est partiellement comprimée. le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment  $M1$ .

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

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

$$\mu = \frac{M1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{698740}{14,2 \times 65 \times 58,5^2} = 0,221$$

$$\mu = 0,221 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,316 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,874$$

**Détermination des armatures:**

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{698740}{348 \times 0,874 \times 58,5} = 39,27 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A - \frac{N_1}{100\sigma_s} = 39,27 - \frac{1588040}{100 \times 348} = -6,36 < 0 \Rightarrow A_{fc} = 0$$

**3<sup>ème</sup> Cas:**

**Calcul suivant l'axe 2-2 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N_{\min} = 35,06 \text{ kN}$
- $M_{22}^{\text{cor}} = 10,66 \text{ KN.m}$
- $M_{33}^{\text{cor}} = 6,75 \text{ KN.m}$

**Calcul suivant l'axe y-y :**

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{22}^{\text{cor}}}{N_{\min}} = \frac{10,66 \times 10^2}{35,06} = 30,40 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 5,42 \text{ cm}$$

**Vérification si on a une compression excentré :**

⇒ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$\begin{cases} N_1 = N \times \alpha_1 \\ M_1' = N_1(e_0 + e_a) \end{cases}$$

**Vérification si on a une compression excentré :**

$$\lambda \leq \max \left[ 50; 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

Avec:

$$67 \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{30,40}{65} = 31,33$$

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,20 = 224 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{L_f}{h} = 3,46 \times \frac{320 \times 0,7}{65} = 11,92 \leq 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

⇒ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

**Excentricité additionnelle:**

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = \max(2 \text{ cm}; 1,28) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{30,40}{65} = 0,46 < 0,75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \Rightarrow \alpha_1 = 1,02$$

$$\begin{cases} N_1 = 35,06 \times 1,02 = 35,76 \text{ kN} \\ M_1' = 35,76 \times (0,02 + 0,3040) = 11,59 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M_1'}{N_1} = \frac{11,59}{35,76} = 0,32 \text{ m} = 32 \text{ cm} > \frac{h}{12} = \frac{65}{12} = 5,41 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression  $N_1$  se trouve à l'extérieur de la section.

### Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h \Rightarrow (I) \leq N_1 \times (d - c_1) - M_1 \Rightarrow (II)$$

$$(I) \Rightarrow (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \Rightarrow (0,337 \times 65 - 0,81 \times 6,5) \times 14,2 \times 65 \times 65 = \mathbf{998,317 \text{ KN.m}}$$

$$(II) \Rightarrow N_1 \times (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 32 + \left(\frac{65}{2} - 6,5\right) = 58 \text{ cm}$$

$$M_1 = 35,76 \times 0,58 = 20,74 \text{ K.m}$$

$$(II) \Rightarrow 35,76(0,585 - 0,065) - 20,74 = \mathbf{-2,14 \text{ KN.m}}$$

(I) = 998,317 KN.m > (II) = -2,14 KN.m ⇒ La section est partiellement comprimée. Le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment  $M_1$ .

### ✓ Calcul des armatures en flexion simple :

#### Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{20740}{14,2 \times 65 \times 58,5^2} = 0,006$$

$$\mu = 0,006 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,008 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,997$$

#### Détermination des armatures:

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20740}{348 \times 0,874 \times 58,5} = 1,17 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A - \frac{N_1}{100\sigma_s} = 1,17 - \frac{35760}{100 \times 348} = 0,14 > 0 \Rightarrow A_{fc} = 0,14$$

### Calcul suivant l'axe 3-3 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N_{\min} = 35,06 \text{ kN}$
- $M_{33}^{\text{cor}} = 6,75 \text{ KN.m}$

Calcul suivant l'axe y-y :

✓ Position du point d'application de l'effort normal N' :

$$e_0 = \frac{M_{33\max}}{N_{\min}} = \frac{6,75 \times 10^2}{35,06} = 19,25 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 5,42 \text{ cm}$$

Vérification si on a une compression excentré :

⇒ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$\begin{cases} N1 = N \times \alpha_1 \\ M1' = N1(e_0 + e_a) \end{cases}$$

Vérification si on a une compression excentré :

$$\lambda \leq \max \left[ 50; 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

Avec:

$$67 \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{19,25}{65} = 0,29$$

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,20 = 224 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{L_f}{h} = 3,46 \times \frac{320 \times 0,7}{65} = 11,92 \leq 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

⇒ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

Excentricité additionnelle:

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = \max(2 \text{ cm}; 1,28) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{19,25}{65} = 0,29 < 0,75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \Rightarrow \alpha_1 = 1,02$$

$$\begin{cases} N1 = 35,06 \times 1,02 = 35,76 \text{ kN} \\ M1' = 35,76 \times (0,02 + 0,1925) = 7,6 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M1'}{N1} = \frac{7,6}{35,76} = 0,21 \text{ m} = 21 \text{ cm} > \frac{h}{12} = \frac{65}{12} = 5,41 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression  $N_1$  se trouve à l'extérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c1) \times \sigma_b \times b \times h \Rightarrow (I) \leq N1 \times (d - c1) - M1 \Rightarrow (II)$$

$$(I) \Rightarrow (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \Rightarrow (0,337 \times 65 - 0,81 \times 6,5) \times 14,2 \times 65 \times 65 = \mathbf{998,317 \text{ KN.m}}$$

$$(II) \Rightarrow N1 \times (d - c1) - M1$$

$$M1 = N1 \times e$$

$$e = e_1 + \left( \frac{h}{2} - c1 \right) = 21 + \left( \frac{65}{2} - 6,5 \right) = 47 \text{ cm}$$

$$M1 = 35,76 \times 0,47 = 16,81 \text{ K.m}$$

$$(II) \Rightarrow 35,76(0,585 - 0,065) - 16,81 = \mathbf{1,79KN.m}$$

(I)=998,317 KN.m> (II)= 1,79KN.m⇒ La section est partiellement comprimée. Le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment  $M_1$ .

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16810}{14,2 \times 65 \times 58,5^2} = 0,005$$

$$\mu = 0,005 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,006 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,997$$

**Détermination des armatures:**

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16810}{348 \times 0,997 \times 58,5} = 0,82 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A - \frac{N_1}{100\sigma_s} = 0,82 - \frac{35760}{100 \times 348} = -0,20 < 0 \Rightarrow A_{fc} = 0$$

**Armatures minimales :**

❖ **Condition imposées par les règles BAEL.91/A.8.1.21 :**

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{0,2 \times b \times h}{100} + \frac{8(b+h)}{100} \right]$$

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{0,2 \times 65 \times 65}{100} + \frac{8(65 + 65)}{100} \right] = 18,85 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition imposées par les règles RPA99/2003 :**

$$A_{\min} = 0,008 \times b \times h = 0,008 \times 65 \times 65 = 33,8 \text{ cm}^2$$

❖ **Conclusion :**

$$A = \max (A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}; A_{\text{BAEL}}) = (0; 33,8 ; 18,85) = 33,8 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$\mathbf{4T20+8T20} \quad A = \mathbf{37,7}$$

### VI.3.4. Vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier résultat robot :

$$T_{\max} = 360 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{360 \times 10^3}{65 \times 58,5 \times 100} = 0,95 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

### Section et écartement des armatures transversales $A_t$ :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_{L_{\max}}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} = 0.66 \text{ cm}$$

On prend :  $\varphi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 4\varphi_8 \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

### L'espacement des armatures transversales :

#### ❖ Selon le [BAEL91] :

$$\delta_t \leq \min(15\varphi_{L_{\min}}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

$$\delta_t = 20$$

#### ❖ Selon le [RPA99 (version 2003)] :

##### ➤ Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(15\varphi_{L_{\min}}; 15 \text{ cm}) = \min(30 \text{ cm}; 15 \text{ cm})$$

$$\delta_t = 10$$

##### ➤ Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\varphi_{L_{\min}} = 30 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 20$$

### Armatures transversales minimales:

$$\delta_t \leq 15\varphi_{L_{\min}} \Rightarrow A_{\min} = 0.003 \times b \times \delta_t = 3.9 \text{ cm}^2$$

### Détermination de la zone nodale : (RPA 99 V 2003)

La zone nodale est constituée par les nœuds poteau-poutre ;

$$L' = 2 \times 65 = 130 \text{ cm.}$$

$$H' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm}\right) = 65 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} L' = 130 \text{ cm} \\ H' = 65 \text{ cm} \end{cases}$$

### Recouvrement les barres longitudinales :

$$L_r = 50\varphi_{\max} = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$$

On prend  $L_r = 100 \text{ cm}$

### Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment.

Tableau VI 5 : Tableau récapitulatif des ferrillages des poteaux.

Section	$A_{\min(\text{RPA})}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Longueur de recouvrement (cm)
(65×65)	33,8	4T20+12T16	36,7	100
(60×60)	28,8	4T14+12T16	30,29	100

(55×55)	24,11	12T16	24,13	100
(50×50)	20	8T14+4T16	20,36	100
(45×45)	16,2	4T12+8T14	16,84	70
(40×40)	12,8	4T14+4T16	14,2	100
(35×35)	9,8	4T12+4T14	10,68	70

Dessin de ferrailage :

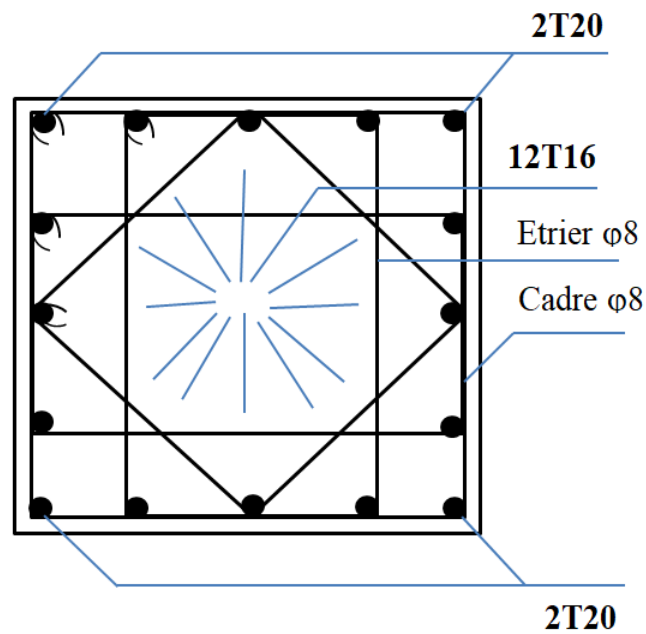


Figure VI. 3: Ferrailage du poteau

# *Chapitre VII*

## *Etude des voiles*

### VII.1. Introduction :

Tout comme le chapitre qui précède, nous allons calculé dans le présent, le ferrailage des deux types de voiles ; élément important dans la structure.

### VII.2. Ferrailage des voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieur à l'épaisseur et la longueur est au moins quatre fois supérieure à l'épaisseur

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

1. Voile de contreventement
2. Voile périphérique

Les voiles sont ferrailés à l'aide des résultats donnés par le logiciel ROBOT

#### VII.2.1. Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4/ RPA99, V2003], le calcul des voiles se fera dans la direction de leurs plans moyen en appliquant les règles classiques du béton armé [Article 2.41/ DTR-B.C] si les conditions suivantes sont satisfaites :

Satisfaction des conditions de dimensionnement des voiles de contreventement fixées par l'article [7.7.1/ RPA99, V2003].

Pour notre structure, les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales et satisfais les deux conditions précédentes, par la suite on devra disposer les ferrailages suivants :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G \pm Q \pm E$  [ RPA99/2003/V.5.2]
- $0.8G \pm E$
- Les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens voire figure VIII.1, ils seront calcul en flexion composées. [RPA99/v.2003/7.7.4].

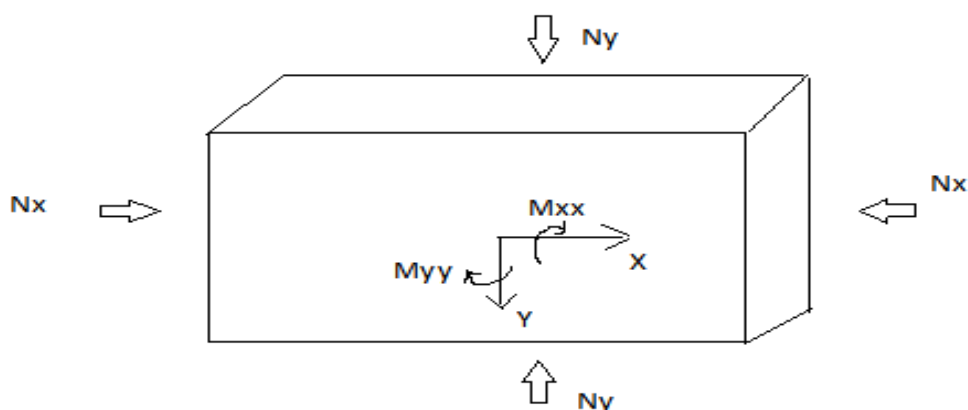


Figure VII. 1: Sollicitations de calcul d'un voile.

## ❖ Sens yy :

$N_y$  ;  $M_x \Rightarrow$  section des armatures verticale à l'extrémité du voile (voir fig.V.11)

## ❖ Sens xx :

$N_y$  ;  $M_x \Rightarrow$  section des armatures verticale parallèle au parement du voile (voir fig. V.11)

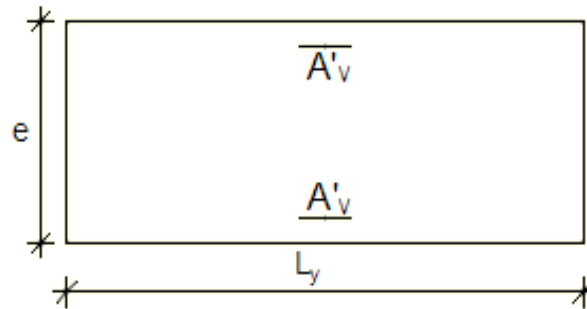


Figure VII. 2: Sections de calcul.

### ❖ Vérification suivant les conditions du règlement parasismique algérien version 2003/7.7.4.1 :

#### ➤ Les armatures minimales :

- À chacune des extrémités du voile  $A_v \geq 4HA10$
- En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_2 = [L \times e \times 0,15\%] \times 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1 ; A_2).$$

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### ➤ Espacement des barres verticales :

- $S = \min(1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$  en zone courante ;

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{L}{10}$  du largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.
- Le diamètre des barres verticales du voile :  $\phi \leq \frac{L}{10}$

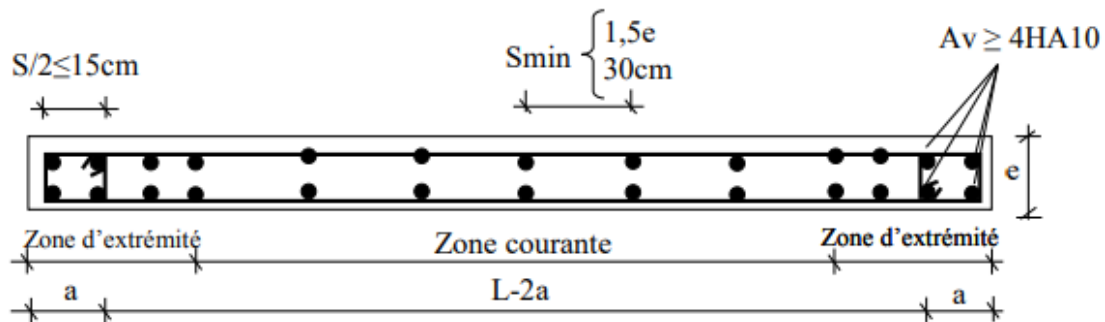


Figure VII. 3: disposition des armatures verticales dans les voiles

### ❖ Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont calculées à l'effort tranchant avec :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{c28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\delta_s}} \quad \text{Avec :} \quad k = 1 ; \delta_s = 1.$$

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\phi$ . Dans les cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- Les deux nappes d'armatures doivent être disposées vers l'extérieure.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40 $\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des effort est possible ;
- 20 $\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Détermination la nature de la section du voile :

- Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont de signe négatif ; on aura une section entièrement tendue (SET) ;
- Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont de signe positif ; on aura une section entièrement comprimée (SEC) ;
- Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont de signe opposé ; on aura une section partiellement comprimée (SPC)

**VII.2.1.1. Vérification au flambement :**

$$\bar{\lambda} = \max \left[ 50, \min \left( \frac{67e_a}{h}, 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max (2\text{cm}; h_c/250) = 2\text{cm}.$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[ 50, \min \left( \frac{67 \times 2}{h}, 100 \right) \right] = 50$$

$$\lambda = Lf \times \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$Lf = 0,7 \times 290 = 2.03\text{cm}$$

$$\lambda = 2,03 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 35,16\text{cm}.$$

$\lambda = 35,16 \text{ cm} < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$  le calcul se fera à la flexion composée.

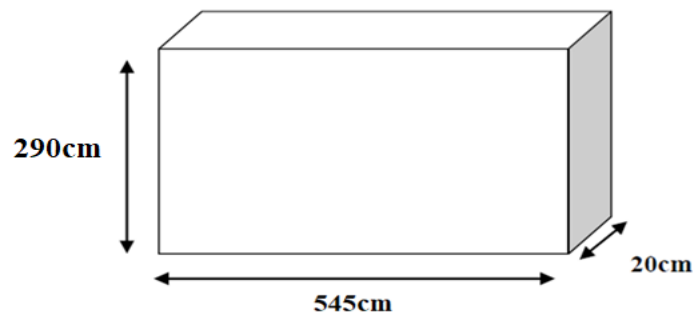


Figure VII. 4: Dimension du voile.

VII.2.1.2. Exemples de calcul :

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (ROBOT) ; les sollicitations maximales sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau VII 1 :Les sollicitations de calcul XX

Sollicitations		Etat limite ultime (ELU)	Situation accidentelle
Cas 1	$N_{xx}^{max}$ [KN]	155,570	1248,570
	$M_{yy}^{corr}$ [KN.m]	4,000	3,450
Cas 2	$N_{xx}^{min}$ [KN]	-233,020	-838,540
	$M_{yy}^{corr}$ [KN.m]	-1,240	-1,060
Cas 3	$M_{yy}^{max}$ [KN.m]	29,420	78,040
	$N_{xx}^{corr}$ [KN]	100,720	9,440

Tableau VII 2 Les sollicitations de calcul YY

Sollicitations		Etat limite ultime (ELU)	Situation accidentelle
Cas 1	$N_{yy}^{max}$ [KN]	292,740	1908,043
	$M_{xx}^{corr}$ [KN.m]	1,870	1,800
Cas 2	$N_{yy}^{min}$ [KN]	-954,830	-2501,470
	$M_{xx}^{corr}$ [KN.m]	-1,460	-0,410
Cas 3	$M_{xx}^{max}$ [KN.m]	-6,150	17,250
	$N_{yy}^{corr}$ [KN]	-3680,070	-228,010

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (ROBOT) ; les sollicitations d'un exemple de calcul sont consignées ci-dessous :

**VII.2.1.3. Calcul du ferrailage :**

- Les sollicitations de calcul :

D'après logiciel ROBOT on a :

- ❖ Sens x-x :

$$\begin{cases} N_x = 1248,570 \text{ KN} \\ M_y = 3,450 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions (b×100cm) (bande de 1m de largeur).

- Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3,450}{1248,570} \times 100 = 0.28 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée SEC :

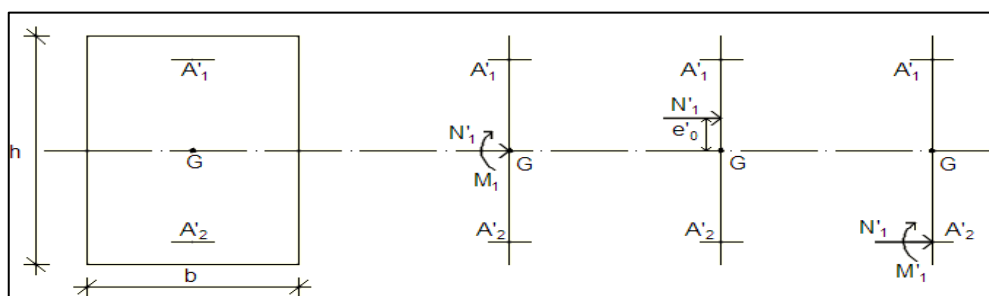


Figure VII. 5: Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.

$$(0,337 \cdot H - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1' \times (d - c_1) - M_1'$$

- **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = M_1' + N_1' \times \left(d - \frac{h}{2}\right) \rightarrow 3,450 + 1248,570 \times \left(0,18 - \frac{0,2}{2}\right) = \mathbf{103,34 \text{ KN.m}}$$

$$(I) = (0,337 \times 20 - 0,81 \times 3) \times 18,5 \times 100 \times 20 = \mathbf{189,217 \text{ KN.m}}$$

$$(II) = 1248,570 \times (0,135 - 0,03) - 103,34 = \mathbf{27,76 \text{ KN.m}}$$

- **Conclusion:**

$$(1) = 189,217 \text{ KN.m} > (2) = 27,76 \text{ KN.m} \rightarrow \text{La section est partialement comprimée}$$

- **Calcul des armatures en flexion simple :**
- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{103,34 \times 10^3}{100 \times 18,5 \times 18^2} = \mathbf{0,172 < 0,397}$$

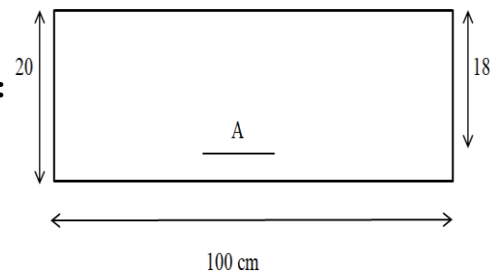


Figure VII. 6: Section de calcul.

$$\mu = 0,247 < \mu_l = 0,397 \rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,172}) = \mathbf{0,238}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,238 = \mathbf{0,904}$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1'}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{103,34 \times 10^3}{0,904 \times 400 \times 18} = \mathbf{15,81 \text{ cm}^2}$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N_1'}{100 \times \sigma_s} = 15,81 - \frac{1248,570 \times 10^3}{100 \times 400} = \mathbf{-15,40 \text{ cm}^2 < 0}$$

On prendra  $\Rightarrow A_{fc} = 0$

- **Armatures minimales :**

- Condition imposée par le RPA 99 V 2003

$$A_{\min} = 0,008 \times b \times h = 0,008 \times 20 \times 100 = 16 \text{ cm}^2$$

- Condition imposée par le BAEL 91

$$A_{\min} = \max(0,2\% \cdot b \cdot h ; 8\%(b + h))$$

$$A_{\min} = \max(4 ; 9,6) = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} A_{\text{RPA}} ; A_{\text{BAEL}}) = 16 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$8T16/m_L \longrightarrow A = 16,08 \text{ cm}^2/m_L (e=15\text{cm})$$

▪ **Espacement des barres verticales :**

$$S = \min(1,5e; 30\text{cm})$$

$$S = \min(1,5e; 30\text{cm}) = 30\text{cm}.$$

Alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que :  $S \leq 30\text{cm}$ .

Donc, on adoptera un espacement :  $S = 20\text{cm}$ .

$$S' = 20/2 = 10\text{cm}.$$

❖ **Sens y-y :**

$$\begin{cases} N_x = 1908,043 \text{ KN} \\ M_y = 1,800 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions ( $b \times 100\text{cm}$ ) (bande de 1m de largeur).

▪ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1,800}{1908,043} \times 100 = 0,094 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10\text{cm}$$

⇒ L'effort normal de compression  $N'$  se trouve à l'intérieur de la section.

▪ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0,337 \cdot H - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1' \times (d - c_1) - M_1'$$

▪ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = M_1' + N_1' \times \left(d - \frac{h}{2}\right) \rightarrow 1,800 + 1908,043 \times \left(0,18 - \frac{0,2}{2}\right) = 154,44 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 20 - 0,81 \times 3) \times 18,5 \times 100 \times 20 = 1594,70 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 1908,043 \times (0,18 - 0,03) - 154,44 = 131,77 \text{ KN.m}$$

▪ **Conclusion:**

$$(I) = 1594,70 \text{ KN.m} > (II) = 131,77 \text{ KN.m} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

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

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{154,44 \times 10^3}{100 \times 18,5 \times 18^2} = 0,258 < 0,397$$

$$\mu = 0,258 < \mu_1 = 0,397 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

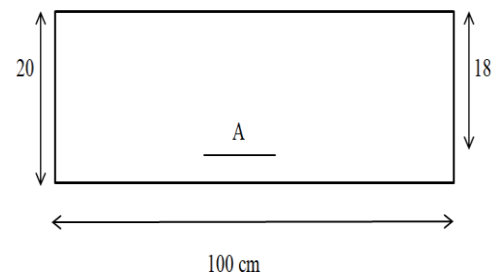


Figure VII. 7: Section de calcul.

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,258}) = \mathbf{0.380}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0,380 = \mathbf{0.848}$$

▪ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1'}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{154,44 \times 10^3}{0.848 \times 400 \times 18} = \mathbf{25,29 \text{ cm}^2}$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 25,29 - \frac{1908,043 \times 10^3}{100 \times 400} = \mathbf{-22, \text{cm}^2 < 0}$$

On prendra  $\Rightarrow A_{fc} = 0$

▪ **Armatures minimales :**

- Condition imposée par le RPA 99 V 2003

$$A_{\min} = 0,008 \times b \times h = 0,008 \times 20 \times 100 = 16 \text{cm}^2$$

- Condition imposée par le BAEL 91

$$A_{\min} = \max(0,2\% \cdot b \cdot h ; 8\%(b + h))$$

$$A_{\min} = \max(4 ; 9,6) = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{RPA}} ; A_{\text{BAEL}}) = 16 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix des armatures :**

$$8\text{T}16/m_L \rightarrow A = 16,08 \text{cm}^2/m_L (e=13\text{cm})$$

▪ **Espacement des barres verticales :**

$$S = \min(1,5e; 30\text{cm})$$

$$S = \min(1,5e; 30\text{cm}) = 30\text{cm}.$$

Alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que :  $S \leq 30\text{cm}$ .

Donc, on adoptera un espacement :  $S = 20\text{cm}$ .

$$S' = 20/2 = 10\text{cm}.$$

**VII.2.1.4. Calcul des armatures transversales :**

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

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

$$\tau_u = \frac{1,4 \times T_u}{e \times b} \text{ avec : } T_u = 1,4 \text{ T}$$

$$T_u = 1,4 \times 219 = 306,6$$

$$\tau_u = \frac{306600}{(20 \times 100 \times 10^2)} = \mathbf{1,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 3,33 \text{ MPa}}$$

Pas de reprise de bétonnage, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### VII.2.1.5. Dessin du ferrailage :

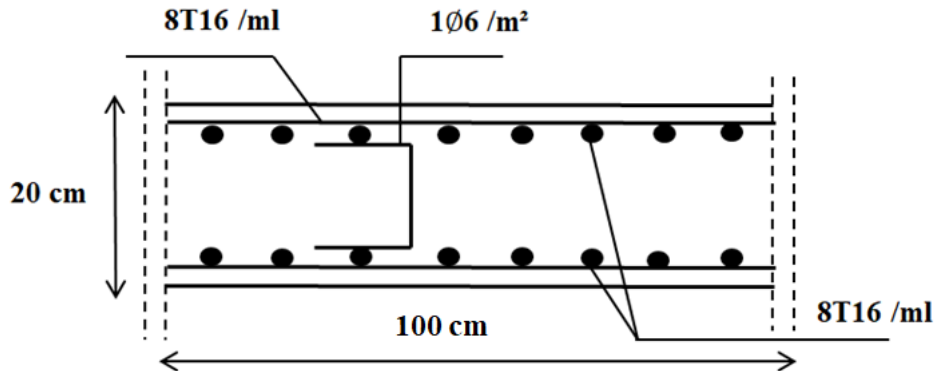


Figure VII. 8: Ferrailage de voile de contreventement

### VII.2.2. Etude de voile périphérique :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussées de terre à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le RPA 99/V2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur  $\geq 15$ cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de  $40\phi$  pour le renforcement des angles.

On adopte  $e = 15$ cm, la hauteur de voile périphérique 3,20 m.

#### Calcul de la poussée de terre :

$$q = \gamma \times h e \times K_a$$

On fait le calcul pour 1m de largeur :

- ✓  $Q$  : Surcharge d'exploitation = 2.5KN/m<sup>2</sup>
- ✓  $\gamma$  : Poids volumique de la terre = 17KN/m<sup>3</sup>
- ✓  $\phi$  : angle de frottement interne du sol = 30°
- ✓  $K_a$  : coefficient de poussée de terre,  $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0.333$

On a :  $\beta = \lambda = 0^\circ$

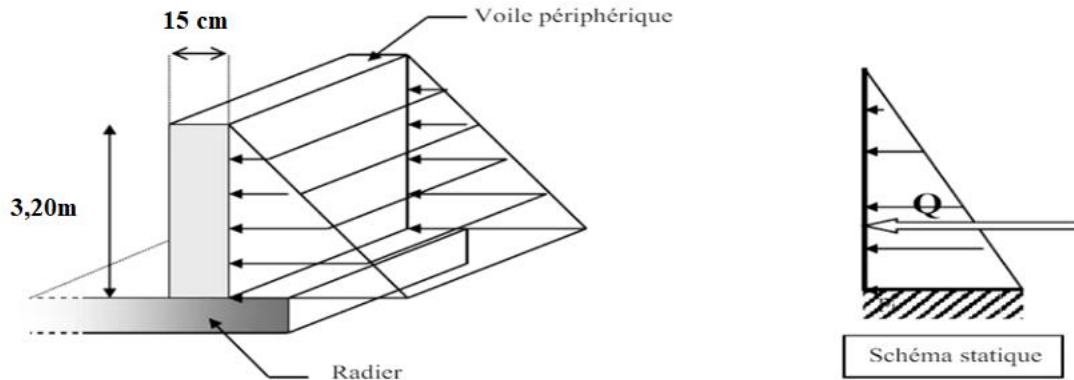


Figure VII. 9: Schéma statique d'un voile périphérique

### VII.2.2.1. Calcul des sollicitations :

L'étude se fait pour une dalle uniformément chargée :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,3}{5,45} = 0,79 > 0,4$$

→ La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

Avec :  $\mu_x^u = 0,0608$  ;  $\mu_y^u = 0,5274$  ;  $\mu_x^{ser} = 0,0672$  ;  $\mu_y^{ser} = 0,6580$

$$\begin{aligned} \checkmark M_{0x} &= \mu_x \times q \times L_x^2 \\ \checkmark M_{0y} &= \mu_y \times M_x \end{aligned}$$

En travée :

$$\begin{aligned} \checkmark M_{tx} &= 0,85M_{0x} \\ \checkmark M_{ty} &= 0,85M_{0y} \end{aligned}$$

En appui :

$$\begin{aligned} \checkmark M_{ax} &= -0,4M_{0x} \\ \checkmark M_{ay} &= -0,4M_{0y} \end{aligned}$$

Combinaison fondamentale :

➤ ELU :

$$q_u = 1,35 \left( \frac{1}{2} \gamma \times h e^2 \times K_a \right) 1m = 1,35 \times \frac{1}{2} \times 17 \times 2,90^2 \times 0,333 \times 1 = 32,14 \text{ KN/ml}$$

➤ ELS :

$$q_s = \left( \frac{1}{2} \gamma \times h e^2 \times K_a \right) 1m = \frac{1}{2} \times 17 \times 2,90^2 \times 0,333 \times 1 = 23,80 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments :

Tableau VII 3 : Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée.

	$\mu_x$	$\mu_y$	Moments isostatique (KN.m)		Moments en travée(KN.m)		Moments en appui(KN.m)	
			$M_{0x}$	$M_{0y}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{ax}$	$M_{ay}$
<b>ELU</b>	0.0608	0.5274	36,13	19,05	30,71	16,19	-14,45	-7,62
<b>ELS</b>	0.0672	0.6580	29,57	19,46	25,13	16,54	-11,82	-7,78

**VII.2.2.2. Calcul le ferrailage :**

- Enrobage :

Fissuration préjudiciable → a = 2cm

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{15}{10} = 1.5cm$$

En prend :  $\phi = 1cm$

Donc :

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{1}{2} = 2,5cm & dx = h_0 - c_x = 12,5cm \\ C_y = a + 1 + \frac{1}{2} = 3,5cm & dy = h_0 - c_y = 11,5cm \end{cases}$$

Le ferrailage en appui et en travée est le même en va prendre le moment maximal(moment en travée).

❖ **ELU :**

➤ **Sens x-x :**

✓ **En travée :**

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

$$M_{tx} = 30,71KN.m ; b = 100cm ; h = 15cm$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{30,71 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.125^2 \times 1} = 0.138 < 0.392 \rightarrow A' \text{ n'exist pas.}$$

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.138}) = 0.19$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.19 = 0.924$$

- **Détermination des armatures:**

$$A_{tu} = \frac{M_t^x}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30,71 \times 10}{0.924 \times 0.125 \times 348} = 7,64 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales :**

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):[RPA 99/2003] :**

$$A_{\min} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):[CBA91/A4.2.1] :**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 15 \times 100 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{RPA}} ; A_{\text{CBA}}) = 7,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement maximal des armatures:**

$$L'écartement des armatures : \delta \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- **Choix des armatures:**

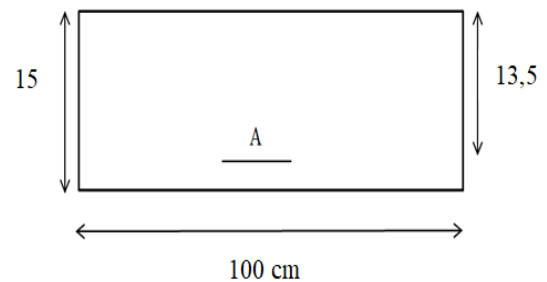
$$7\text{T}12 \rightarrow A = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}12 \rightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

- ❖ **E.L.S :**

- **Sens x-x :**

- ✓ **En travée**



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

$$M_{\text{tx}} = 25,13 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 7,92}{100} \Rightarrow D = 1,188$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,188 \times 12,5 = 29,7$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,188 + \sqrt{1,188^2 + 29,7} = 4,39 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A(d - y_1)^2 = \frac{100 \times 4,39^3}{3} + 15 \times 7,92(12,5 - 4,39)^2 = 10633,87$$

$$K = \frac{M_{\text{tx}}}{I} = \frac{25,13 \times 10^3}{10633,87} = 2,36$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2,36 \times 4,39 = 10,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 2,36 \times (12,5 - 4,39) = 287,09 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures calculées en ELU sont maintenues.
- Fissuration peu nuisible

**Donc :** Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ )

**ELU :**

- **Sens y-y :**

✓ **En travée :**

$$M_{ty} = 16,19 \text{ KN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{16,19 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,115^2 \times 1} = 0,086 < 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,086}) = 0,113$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,113 = 0,955$$

▪ **Détermination des armatures:**

$$A_{tu} = \frac{M_t^y}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16,19 \times 10}{0,955 \times 0,115 \times 348} = 4,24 \text{ cm}^2$$

▪ **Armatures minimales :**

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):[RPA 99/2003] :**

$$A_{\min} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):[CBA91/A4.2.1] :**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 15 \times 100 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{RPA}} ; A_{\text{CBA}}) = 4,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Espacement maximal des armatures:**

$$L'écartement des armatures : \delta \leq \min(3h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

▪ **Choix des armatures:**

$$4\text{T12} \rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(T12  $\rightarrow$  e = 15 cm).

❖ **E.L.S :**

➤ **Sens y-y :**

✓ **En travée :**

$$M_{ty} = 16,54 \text{ KN.m}$$

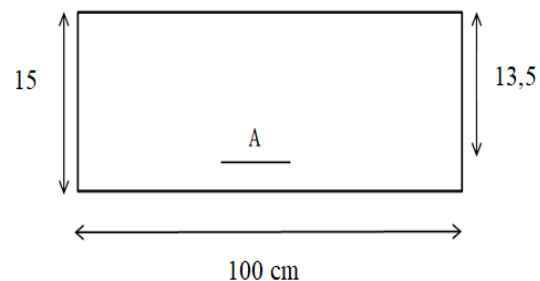
$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 4,52}{100} \Rightarrow D = 0,678$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,678 \times 11,5 = 15,59$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,678 + \sqrt{0,678^2 + 15,59} = 3,33 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A(d - y_1)^2 = \frac{100 \times 3,33^3}{3} + 15 \times 4,52(11,5 - 3,33)^2 = 5756,44$$



$$K = \frac{M_{tx}}{I} = \frac{16,54 \times 10^3}{5756,44} = 2,87$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2,87 \times 3,33 = 9,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 2,87 \times (11,5 - 3,33) = 351,72 \text{ MPa}$$

▪ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures calculées en ELU sont maintenues.
- Fissuration peu nuisible

**Donc :** Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ )

**VII.2.2.3. Dessin de ferrailage :**

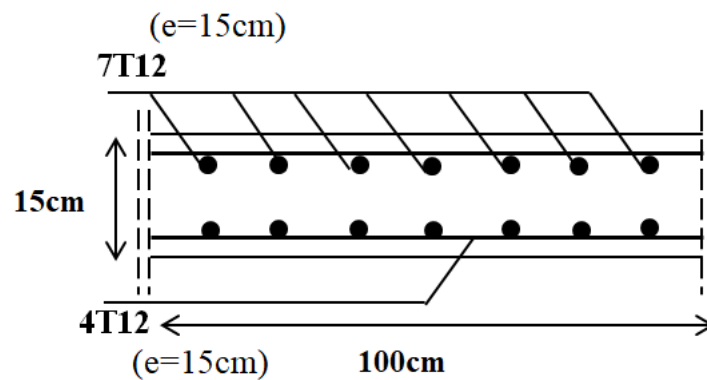


Figure VII. 10: Ferrailage de voile périphérique

# ***CHAPITRE VIII :***

## ***Etude de fondation***

### VIII.1. Introduction

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges climatiques et d'utilisation) de la superstructure vers le sol sur lequel elle repose.

Elles servent à :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges
- Limiter les tassements des sols.

### VIII.2 Combinaisons de calcul :

D'après le **RPA99** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E_{xy}$$

$$0,8 G \pm E_{xy}$$

$$1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots E L U$$

$$G + Q \dots \dots \dots E L S$$

### VIII.3 Choix du type de fondation :

D'après rapport géotechnique la contrainte du sol égale **2bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

1. Semelle isolée
2. Semelle filante
3. Radier général

Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol.
- Le type de la structure.
- La charge transmise au sol.
- L'aspect économique

### VIII.4 Calcul des semelles isolées :

#### VIII.4.1 Pré dimensionnement :

$$N_u = 96291.61 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left( \frac{a}{b} \right) \times B$$

$$\text{Avec: } a=b=65\text{cm}$$

$$A = \left( \frac{65}{65} \right) \times B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{65}{65} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{65}{65} \times \frac{96291610}{250}} = 620.62\text{cm}$$

$$\text{On prend : } B = A = 630\text{cm}$$

**Conclusion :**

D'après le Prédimensionnement 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. Vu que l'importance de projet et que la hauteur élevé avec une masse importante on adopte la réalisation d'un radier général

**Remarque :**

- Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposant sur des poteaux et des voiles.
- Au terme de calcul, on prendra le panneau le plus défavorable.
- Il sera calculé à la flexion simple.

**VIII.5 Etude du radier général :**

Le Prédimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la

Superstructure et ceux apportées 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.

**a) Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

**L** : la plus grande portée du panneau de la dalle entre axes des poteaux.

$L_{max} = 5.45 \text{ m} \Rightarrow 0.68 \text{ m} \leq h \leq 1.09 \text{ m}$  Alors :  $h \in [68, 109] \text{ cm}$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est: **h=100 cm**

**b) Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

**L<sub>e</sub>** : longueur élastique.

**L<sub>max</sub>**: la plus grande distance entre 2 voiles parallèle

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

**E**: Module de Young ( $E=3.10^4 \text{ MPa}$ )

**I**: Moment d'inertie du radier  $I = \frac{b \times h^3}{12}$  ;  $h \geq \sqrt[3]{\frac{3K(2L)^4}{E \cdot \pi^4}}$

**b**: largeur du radier (bande de 1 m)

**K** : coefficient d'élasticité du sol ;40

Pour un sol de densité moyenne,  $K = 40 \text{ MN/m}^3$ , [HENRY THONIER ; Conception et calcul

des structure de bâtiment.

Dans notre cas :

$$L = 5.45\text{m} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3KL^4}{E \cdot \pi^4}} \Rightarrow h \geq 81.52\text{cm}$$

**c) Condition de non poinçonnement :**

Il faut que :  $N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}$  .....(1) [C.B.A art A.5.2.4.3]

Avec :

$U_c$  : périmètre du contour cisailé sue le plan moyen du radier ;

$h$  : épaisseur de radier ;

$N_u$  : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R.

Pour notre structure :

$$N_u = 2284.81\text{KN}$$

$$U_c = 4(a')$$

Avec:  $a' = a + h$

$$U_c = 4(a + h) = 4(0.65 + 1) = 6.6\text{m}$$

$$U_c = 6.6\text{ m}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = 113342.043\text{KN}$$

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times h_r \times f_{c28} = 825000\text{KN/ml} \text{ [C.B.A art A.5.2.4.3]}$$

$$N_u/\text{ml} = 113342.043\text{KN} < N_u = 825000\text{KN}$$

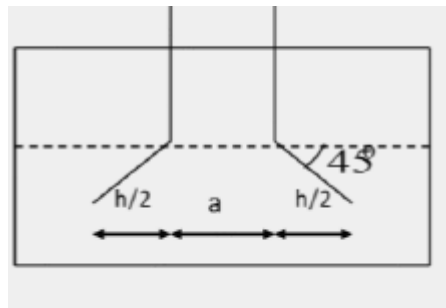


Figure VIII. 1: Schéma de transmission des charges pour les poteaux

**Remarque**

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de rupture du radier par Poinçonnement.

**d) Condition de non cisaillement : [CBA 93 / A5.2.2]**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28}$

Avec :

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle.

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

**Calcul de  $Q_u$ :**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow N_U = 2284.15\text{KN}$$

$$Q_u = \frac{2284.15}{1056} \Rightarrow N_U = 2.163\text{KN/m}^2$$

On a :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad b = 1\text{m}$$

$$d = 0,9h_r = 90\text{cm.}$$

$$V_u = \frac{Q_u \times L_{max}}{2} = \frac{(N_u/S_{rad}) \times L_{max}}{2}$$

$$V_u = \frac{2.163 \times 5.45}{2} = 5.894\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{5.894}{1 \times 100} = 0.0589\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa (Condition de résistance au cisaillement est vérifiée)}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.30}{5.45} = 0.78 \text{ Le panneau travaille suivant deux directions.}$$

**Remarque :**

Pour satisfaire les quatre conditions,  
soit  $h = 100\text{cm}$

**VIII.5.1. Pré dimensionnement:**

▪ **Hauteur des nervures [hn]:**

$$h_n > \frac{L}{10} = \frac{5.45}{10} = 54.5\text{cm}$$

On prendra  $h_n = 60\text{ cm}$

▪ **Epaisseur de la dalle :**

$$e > \frac{L}{20} = \frac{5.45}{20} = 27.25\text{cm}$$

On prendra  $e = 40\text{ cm}$

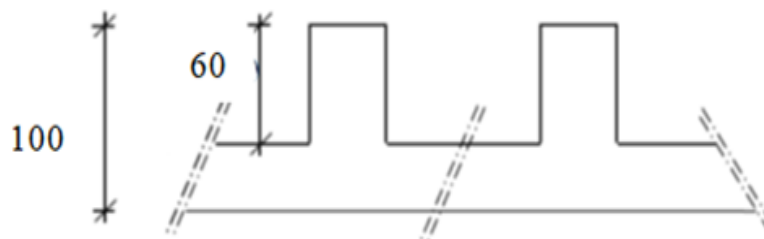


Figure VIII. 2: dimensions du radier.

**Remarque :**

Après avoir faire tous les Prédimensionnement nécessaire, nous avons modélisé le radier général (radier + nervures) avec le logiciel **Robot**, pour les vérifications et la détermination des sollicitations pour le calcul du ferrailage.

**VIII.5.2 Vérification des contraintes sous radier :**

Suivant le RPA99/V2003 :

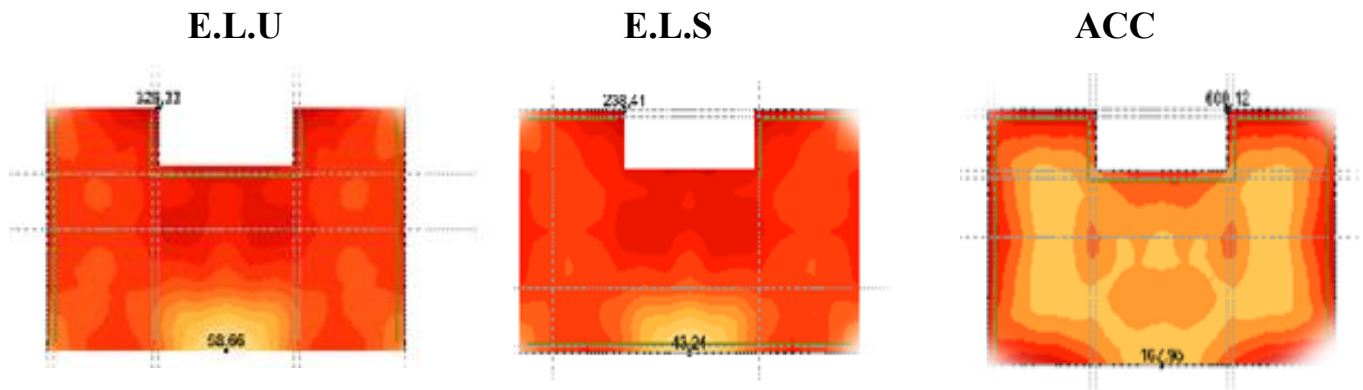


Figure VIII. 3: carte graphique des Contraintes

- Diagramme des contraintes trapézoïdales ( $\sigma_{max}$  (+) et  $\sigma_{min}$  (+)) et la contrainte du sol admissible est multiplier par 1,33 selon le [B.A.E.L.91].

$$[ELU] \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 3.25 + 0.85}{4} = 2.58 < \sigma_{adm}^{ELU} = 3.325 \text{ bars} \rightarrow \text{CV}$$

- Diagramme des contraintes trapézoïdales ( $\sigma_{max}$  (+) et  $\sigma_{min}$  (+))

$$[ELS] \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 2.38 + 0.13}{4} = 1.82 < \sigma_{adm}^{ELS} = 2.5 \text{ bars} \rightarrow \text{CV}$$

- Diagramme des contraintes triangulaire ( $\sigma_{max}$  (+) et  $\sigma_{min}$  (-)), et la contrainte du sol admissible dans la situation accidentelle est multiplier par le coefficient de sécurité donnée par

- le rapport géotechnique 3 divisée par coefficient de 2.

$$[ACC] \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 4 + 0.16}{4} = 3.04 < \sigma_{adm}^{ACC} = 5 \text{ bars} \rightarrow \text{CV}$$

### VIII.5.3. Ferrailage du radier :

Un panneau de la dalle du radier est uniformément chargé qui sera appuyées sur 3 cotés (port les 2 sens) chargé par la contrainte du sol, et le calcul se fera de la même façon d'une dalle pleine illustré dans le chapitre III, La fissuration est considérée préjudiciable.

Les moments en appuis et en travées sont pris du logiciel **ROBOT**.

#### ➤ Moments plus sollicitées dans la dalle de chaque sens :

d'après la modélisation faite, on constate les résultats suivants

##### ✓ Sens x-x :

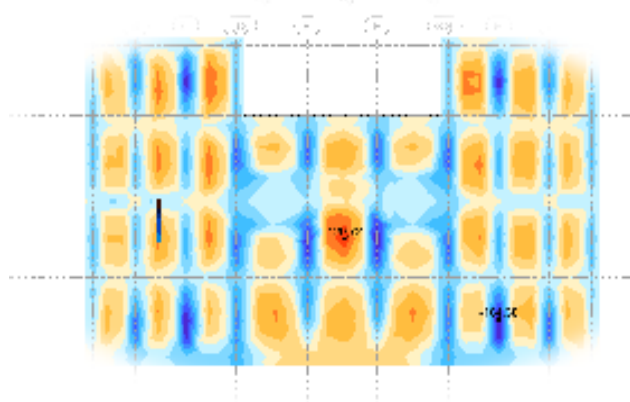


Figure VIII. 5: Diagramme des moments dans le sens x-x.

Tableau VIII 1 :Récapitulation des moments en appuis et en travées sens x-x

Etat limite ultime		Etat limite de service	
Appui	Travée	Appui	Travée
-139.706	60.36	-109.965	75.013

**Ferrailage :****E.L.U :**➤ **Travée :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{60.36 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 36^2} = 0,037 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,037}) = 0,047$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0,047 = 0,981$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{60.36 \times 10^3}{0,981 \times 348 \times 36} = 4,91 \text{ cm}^2$$

Soit : **5T12** = 5.65cm<sup>2</sup> avec un espacement e=20cm

**Vérification à l'ELU :**▪ **Condition de non fragilité :(RPA99/V2003) :**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3,2 \text{ cm}^2 < A_s = 5,55 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(80 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

**Vérification à l'ELS :**✓ **Position de l'axe neutre :**

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 4.91}{100} = 0.7365 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30A_u \times d}{b} = \frac{30 \times 4.91 \times 36}{100} = 53.028 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 6.5826 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + \eta A(d - y)^2 = \frac{100 \times 6.5826^3}{3} + 15 \times 4.91(36 - 6.5826) = 70467.337 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{75.013 \times 10^3}{70467.337} = 1.06$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 1.06 \times 6.5826 = 6.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 1.06(36 - 6.5826) = 467.737 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 150\sqrt{\eta f_{t28}})\right) = 201.6 \text{ MPa} < \sigma_s = 308.904 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  } Les armatures calculés en L'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculés à L'ELS.

➤ **Appuis :**

▪ **Calcul des ferrailages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{139.706 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 36^2} = 0.076 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11}) = 0.098$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.149 = 0.960$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{139.706 \times 10^3}{0.960 \times 348 \times 36} = 11.61 \text{ cm}^2$$

Soit : **8T14** = 12.31cm<sup>2</sup> avec un espacement e=12cm

**Vérification à l'ELU :**

▪ **Condition de non fragilité :(RPA99/V2003) :**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 3,2 \text{ cm}^2 < A_s = 11.61 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

• **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(80 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

**Vérification à l'ELS :**

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 11.61}{100} = 1.742cm$$

$$E = \frac{30A_u \times d}{b} = \frac{30 \times 11.61 \times 36}{100} = 125.388cm^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 9.59cm$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + \eta A(d - y)^2 = \frac{100 \times 9.59^3}{3} + 15 \times 11.61(36 - 9.59)^2 = 117596.544cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{109.965 \times 10^3}{117596.544} = 0.94$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0.94 \times 9.59 = 9.01MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.94(36 - 9.59) = 372.381MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 150\sqrt{\eta f_{t28}})\right) = 201.6MPa < \sigma_s = 308.904MPa$$

**Conclusion :**  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  } Les armatures calculés en L'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculés à L'ELS.

➤ **Sens Y-Y:**

Tableau VIII 2Récapitulation des moments en appuis et en travées sens y-y.

Etat limite ultime		Etat limite de service	
Appui	Travée	Appui	Travée
-46.248	94.019	-33.789	68.706

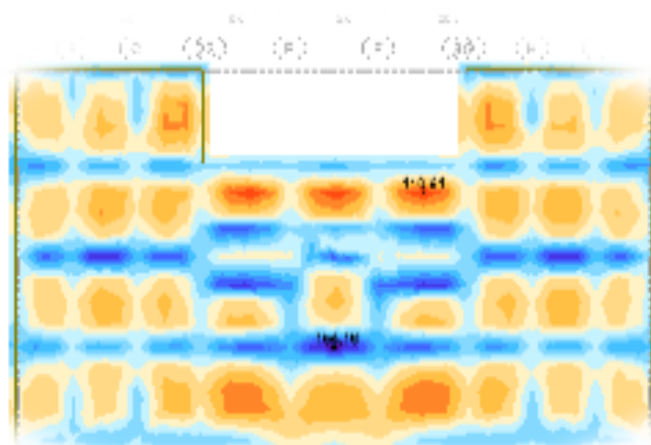


Figure VIII. 6: Diagramme des moments dans le sens y-y.

**Ferrailage :****E.L.U :****➤ Travée :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{94.019 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 36^2} = 0.051 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.051}) = 0.030$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.030 = 0.988$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{94.019 \times 10^3}{0.988 \times 348 \times 36} = 7.59 \text{ cm}^2$$

Soit : **5T14** = 7.70cm<sup>2</sup> avec un espacement e=20cm

**Vérification à l'ELU :****▪ Condition de non fragilité :(RPA99/V2003) :**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3,2 \text{ cm}^2 < A_s = 7.59 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**▪ Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(80 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

**Vérification à l'ELS :****✓ Position de l'axe neutre :**

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 7.59}{100} = 1.139 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30A_u \times d}{b} = \frac{30 \times 7.59 \times 36}{100} = 81.972 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 7.99 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + \eta A (d - y)^2 = \frac{100 \times 7.99^3}{3} + 15 \times 7.59 (36 - 7.99)^2 = 106324.914 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{68.706 \times 10^3}{106324.914} = 0.65$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0.65 \times 7.99 = 5.19MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.65(36 - 7.99) = 273.098MPa \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 150\sqrt{\eta f_{t28}})\right) = 201.6MPa < \sigma_s = 273.098MPa$$

**Conclusion :**  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  } Les armatures calcul\acute{e}s en L'ELU ne conviennent pas et doivent \^etre recalcul\acute{e}s \`a L'ELS.

➤ **Appuis :**

**Calcul des ferrailages :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{46.248 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 36^2} = 0.025 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas n\ecessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11}) = 0.032$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.032 = 0.987$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{46.248 \times 10^3}{0.987 \times 348 \times 36} = 3.74cm^2$$

Soit : **4T12** = 4.52cm<sup>2</sup> avec un espacement e=25cm

**V\acute{e}rification \`a l'ELU :**

▪ **Condition de non fragilit\acute{e} :(RPA99/V2003) :**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 40 = 3,2 cm^2$$

$$A_{min} = 3,2 cm^2 < A_s = 3.74cm^2 \rightarrow \text{Condition v\acute{e}rifi\acute{e}e.}$$

▪ **Espacement des barres :**

L'\acute{e}cartement des barres d'une m\^eme nappe ne doit pas d\epasser les valeurs suivantes.

• Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 cm) \text{ (charge r\acute{e}partie + charge concentr\acute{e}e )}$$

$$S_t \leq \min(80 ; 25 cm) = \mathbf{25 cm}$$

$$S_t = 15 cm \leq 25 cm \text{ Condition v\acute{e}rifi\acute{e}e.}$$

**V\acute{e}rification \`a l'ELS :**

✓ *Position de l'axe neutre :*

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 3.74}{100} = 0.561cm$$

$$E = \frac{30A_u \times d}{b} = \frac{30 \times 3.74 \times 36}{100} = 40.392cm^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5.82cm$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + \eta A(d - y)^2 = \frac{100 \times 5.82^3}{3} + 15 \times 3.74(36 - 5.82)^2 = 57668.94324cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{33.789 \times 10^3}{57668.94324} = 0.586$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0.586 \times 5.82 = 3.411MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Vérfié}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.586(36 - 5.82) = 265.282MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 150\sqrt{\eta f_{t28}})\right) = 201.6MPa < \sigma_s = 265.282MPa$$

**Conclusion :**  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  } Les armatures calculés en L'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculés à L'ELS.

**VIII.5.4. Calcul de débordement**

Le débordement est de 50 cm de chaque.

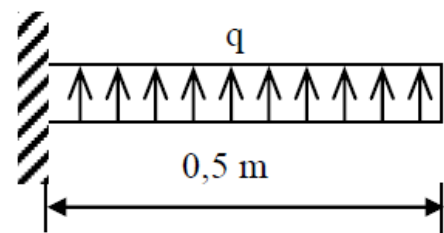


Figure VIII. 7: schéma statique du débord.

➤ **ELU :**

Pour une bonde de 1m de largeur :

$$\sigma_{moy} = 2.53KN / m^2$$

$$q_u = 253 \times 1 = 253KN / m_l$$

$$M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{2} = 253 \times \frac{0.5^2}{2} = -31.625KN.m$$

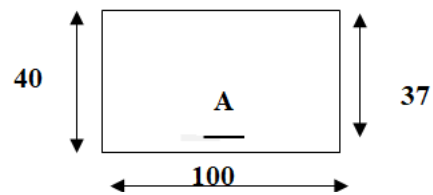


Figure VIII. 8: section de calcul

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

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{31625}{14,2 \times 100 \times (37)^2} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,020 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

Détermination des armatures :

$$A_t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{31625}{348 \times 0,99 \times 37} = 2,48 \text{ cm}^2 / m_L$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A = \max(A_t ; A_{\min}) \Rightarrow A = 4,46 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$4T12/m_1 \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2 / m_1$$

$$T12 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤ E.L.S :

$$\sigma_{\text{moy}} = 185 \text{ KN} / m^2$$

$$q_{\text{ser}} = 185 \times 1 = 185 \text{ KN} / m_1$$

$$M_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \cdot \frac{l^2}{2} = 185 \cdot \frac{0,5^2}{2} = -23,125 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 4,52}{100} \Rightarrow D = 0,678 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \times A_u \times d}{b} = \frac{30 \times 4,52 \times 37}{100} \Rightarrow E = 50,17 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,678 + \sqrt{0,678^2 + 50,17} = 6,44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A(d - y_1)^2 = \frac{100 \times (6,44)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (37 - 6,44)^2 = 72222,31 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{23,125 \times 10^3}{72222,31} = 0,44$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,44 \times 6,44 = 2,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0,39 \times (37 - 6,44) = 178,77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = \min\left(\frac{2}{3} 400; 150 \times 1,6\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s > \bar{\sigma}_s$$

**Conclusion :**

$\left. \begin{array}{l} - \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ - \sigma_s > \bar{\sigma}_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU ne conviennent pas et doivent être recalculé a E.L.S}$

**VIII.6. Ferrailage des nervures :**

**VIII.6.1. Prédimensionnement des poutres :**

$0.3h \leq b_0 \leq 0.4h$

$0.3 \times 100 \leq b_0 \leq 0.4 \times 100$

$30 \leq b_0 \leq 40$

$b_0 = 35\text{cm}$

$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y - b_0}{2}; \frac{L_x}{2}\right) b_1 \leq \min\left(\frac{545 - 35}{2}; \frac{430}{10}\right)$

$b_1 = 40\text{cm}$

$b = 2b_1 + b_0$

$b = 2 \times 40 + 35 = 115\text{cm}$

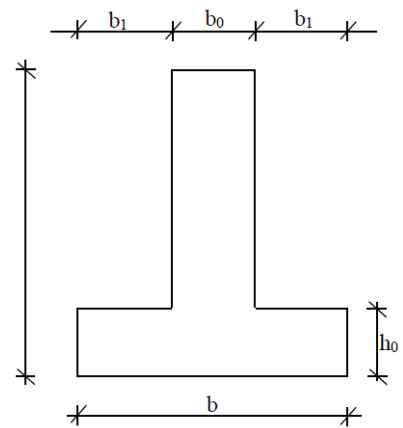


Figure VIII. 9: dimensions de la poutre

Tableau VIII 3 : dimensions des poutres

Poutres	Lmax	h (cm)	h0 (cm)	b0 (cm)	b1 (cm)	b (cm)
PP	545	100	60	35	40	115
PS	430	100	60	35	40	115

**VIII.6.2. Ferrailage des poutres :**

❖ **Poutres Principales :**

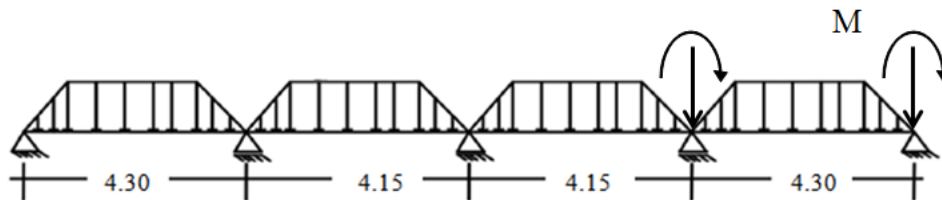


Figure VIII. 10: Distribution des charges sur les poutres principales

Avec :

$\bar{q}_1$  : Charges provenant du radier.

$q_1$  : Charge équivalente.

$\bar{q}_1$  : est une charge triangulaire

$$q_1 = \left[ \bar{q} \left( \frac{L_y(L_y - L_x)}{2} \right) \right] \times \frac{2}{L_y}$$

➤ **E.L.U :**

$$q_1 = \left[ 258 \left( \frac{4.30 + (4.30 - 5.45)}{2} \right) \right] \times \frac{2}{4.30} \quad q_1^u = 189 \text{ KN}$$

➤ **E.L.S :**

$$q_1 = \left[ 182 \left( \frac{4.30 + (4.30 - 5.45)}{2} \right) \right] \times \frac{2}{4.30} \quad ; q_1^{ser} = 133.326 \text{ KN}$$

➤ **ACC :**

$$q_1 = \left[ 304 \left( \frac{4.30 + (4.30 - 5.45)}{2} \right) \right] \times \frac{2}{4.30} \quad ; q_1^{acc} = 222.698 \text{ KN}$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$T_u = 1,464 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1464}{115 \times 100} = 0,127 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

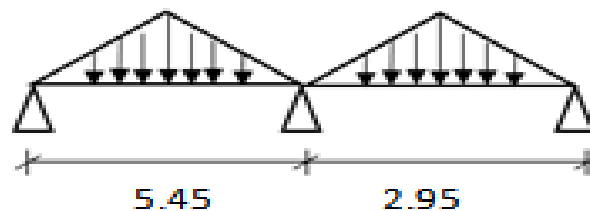
Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

**Section des armatures transversales :**

Après le calcul, on a trouvé :  $A_t = 4\phi 10$  espacées de :

- 20 cm pour la zone courante.
- 10 cm pour la zone nodale.

❖ **Poutres secondaire :**



**Figure VIII. 11:** Distribution des charges sur les poutres secondaires

$$q_1 = \left[ \bar{q}_1 \left( \frac{L_x}{2} \right)^2 \right] \times \frac{2}{L_x}$$

➤ **E.L.U :**

$$q_1 = \left[ 258 \left( \frac{5.45}{2} \right)^2 \right] \times \frac{2}{5.45} \quad ; q_1^u = 258KN$$

➤ **E.L.S :**

$$q_1 = \left[ 182 \left( \frac{5.45}{2} \right)^2 \right] \times \frac{2}{5.45} \quad ; q_1^{ser} = 182KN$$

➤ **ACC :**

$$q_1 = \left[ 304 \left( \frac{4.30}{2} \right)^2 \right] \times \frac{2}{4.30} \quad ; q_1^{acc} = 304KN$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right) = 2,5MPa \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1272}{115 \times 100} = 0,110MPa < 2,5MPa$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

**Section des armatures transversales :**

Après le calcul, on a trouvé :  $A_t = 4\phi 10$  espacées de :

- 20 cm pour la zone courante.
- 10 cm pour la zone nodale.

Tableau VIII 4 :tableau récapitulatif des sollicitations des poutres

Sens	Poutres principales		Poutres secondaires	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
<b>E.L.U (KN.m)</b>	596.463	-103.005	814.219	-140.61
<b>E.L.S (KN.m)</b>	420.762	-72.663	574.372	-99.19
<b>ACC (KN.m)</b>	702.811	-121.370	790.086	-165.68
<b>Tu(KN)</b>	1464		1272	

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_T = 14,2 \times 115 \times 60 \times \left( 90 - \frac{60}{2} \right) \Rightarrow M_T = 3968190N. m$$

$$M_{tu} = 584.90K N. m < M_T = 3968.190KN. m$$

=>La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (170 \times 110) \text{ cm}^2$ .

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

➤ **E.L.U :**

a) **En travée :**

$$M_t^u = 596.463 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{596463}{14,2 \times 115 \times (90)^2} = 0.045$$

$$\mu = 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,058 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,977$$

Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{596463}{348 \times 0,977 \times 90} = 19.49 \text{ cm}^2 / m_L$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times ft_{28} / f_e = 0,23 \times 60 \times 90 \times 2.1 / 400 = 6.52 \text{ cm}^2 / m_L \quad \square$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 19.09 \text{ cm}^2 / m_L$$

**Choix des armatures :**

$$10\text{T}16 \rightarrow A = 20.11 \text{ cm}^2$$

b) **En appui :**

$$M_a^u = -103.005 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{103005}{14,2 \times 115 \times (90)^2} = 0,008$$

$$\mu = 0,007 < \mu_t = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,01 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

**Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{103005}{348 \times 0,995 \times 90} = 3,31 \text{ cm}^2 / m_L$$

**Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 60 \times 90 \times 2,1 / 400 = 6,52 \text{ cm}^2 / m_L \quad \square$$

$$A = \max(A^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 6,52 \text{ cm}^2 / m_L$$

**Choix des armatures :**

$$6T12 \longrightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2$$

➤ **Situation accidentelle (ACC) :**

$$M_{acc} = 702,811 \text{ KN.m}$$

$$M_{acc} = 702,811 \text{ KN.m} < M_T = 9890,160 \text{ KN.m}$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (170 \times 90) \text{ cm}^2$ .

**a- En travée :**

$$M_{acc} = 702,811 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{702811}{14,2 \times 115 \times (90)^2} = 0,053$$

$$\mu = 0,062 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,068 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,973$$

**Détermination des armatures :**

$$A_{acc} = \frac{M_{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{702811}{348 \times 0,973 \times 90} = 23,06 \text{ cm}^2 / m_L$$

**Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 60 \times 81 \times 2,1 / 400 = 5,8 \text{ cm}^2 / m_L \quad \square$$

$$A = \max(A_{acc}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 11,75 \text{ cm}^2 / m_L$$

**Choix des armatures :**

$$8T20 \longrightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2$$

**b- En appui :**

$$M_{acc} = 121.370 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{121370}{14,2 \times 115 \times (90)^2} = 0,0092$$

$$\mu = 0,021 < \mu_t = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,012 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

**Détermination des armatures :**

$$A_{acc} = \frac{M_{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{121370}{348 \times 0,995 \times 90} = 3.89 \text{ cm}^2 / m_L$$

**Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times ft_{28} / f_e = 0,23 \times 60 \times 81 \times 2.1 / 400 = 5.8 \text{ cm}^2 / m_L \quad \square$$

$$A_t = \max(A_{acc}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 5.8 \text{ cm}^2 / m_L$$

**Choix des armatures :**

$$4\text{T14} \longrightarrow A = 6.16 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

**Vérification de l'étendu de la zone comprimée :**

$$H = \frac{b \times h^2_0}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = \frac{115 \times 60}{2} - 15 \times 19.49 \times (90 - 60) = 15670.5 \text{ cm}^3 > 0$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (b  $\times$  h).

**1) En travée :**

$$M_t^{ser} = 420.762 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 19.49}{115} \Rightarrow D = 2.54 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 90 \times 2.54 = 457.2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.54 + \sqrt{2.54^2 + 457.2} = 18.99 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A(d - y_1)^2 = \frac{115 \times (18.99)^3}{3} + 15 \times 19.49 \times (90 - 18.99)^2 = 1736664.918 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M^{ser}}{I} = \frac{420762}{1736664.918} = 0.24$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.24 \times 18.99 = 4.558 MPa < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

Donc : fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0.20 \times (90 - 18.99) = 258.066 MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = \min\left(\frac{2}{3} 400; 150 \times 1.6\right) = 240 MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_s > \bar{\sigma}_s$$

**Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} - \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ - \sigma_s > \bar{\sigma}_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU ne conviennent pas et doivent être recalculé à E.L.S}$$

**Détermination des armatures à E.L.S :**

$$\mu_l = \frac{M^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{420762}{240 \times 115 \times (90)^2} = 0,0019$$

$$\mu_l = 0.001 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.943 \\ K_1 = 72.72 \end{array} \right.$$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{240}{72.72} = 3.3 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$$

$$A^{ser} = \frac{M^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{420762}{240 \times 0.943 \times 90} = 20.66 cm^2 / m_L$$

**Choix des armatures :**

$$8T20 \longrightarrow A = 25.13 cm^2$$

**2) En appui :**

$$M^{ser} = -72.663 KN.m$$

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 3.31}{115} \Rightarrow D = 0.43 cm$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 90 \times 0.43 = 77.4 cm^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.43 + \sqrt{0.43^2 + 77.4} = 8.39 cm$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A(d - y_1)^2 = \frac{115 \times (8.39)^3}{3} + 15 \times 3.31 \times (90 - 8.39)^2 = 353317.8103 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M^{ser}}{I} = \frac{72.663 \times 10^3}{353317.8103} = 0.21$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.21 \times 8.39 = 1.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0.22 \times (90 - 8.83) = 267.86 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = \min\left(\frac{2}{3} 400; 150 \times 1,6\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s > \bar{\sigma}_s$$

**Conclusion :**

$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \rightarrow$  Les armatures calculées en ELU ne conviennent pas et doivent être recalculé a E.L.S

**Détermination des armatures à E.L.S :**

$$\mu_1 = \frac{M^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{72663}{240 \times 115 \times (90)^2} = 0.00033$$

$$\mu_1 = 0.0010 \xrightarrow{\text{tablea}} \begin{cases} \beta_1 = 0.928 \\ K_1 = 141.3 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{240}{141.3} = 1.70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$A^{ser} = \frac{M^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{72663}{240 \times 0,928 \times 90} = 3.63 \text{ cm}^2 / m_L$$

**Choix des armatures :**

$$4\text{T}12 \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2$$

Tableau VIII 5 : Tableau récapitulatif des sollicitations et du ferrailage des poutres

Les armatures	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Au [cm <sup>2</sup> ]	19.49	3.31	26.87	4.52
Aacc [cm <sup>2</sup> ]	23.06	3.89	26.03	5.33
Aser [cm <sup>2</sup> ]	20.66	3.63	27.79	4.95

<b>A max</b>	23.06	3.89	27.79	5.33
<b>Choix</b>	8T20	4T14	2T14+8T20	6T12
<b>Acorr [cm<sup>2</sup>]</b>	25.13	6.16	32.41	6.79

### VIII.6.3. Armature transversales :

a. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$T_{u \max} = 1464 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{1464000}{115 \times 90 \times 100} = 1.41 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \overline{\tau_u} = \min \left( 0,15; \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.41 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 90 \Rightarrow a = 81 \text{ cm}$$

$$T_{u \max} = 1464 \text{ KN} \leq 0,267 \times 81 \times 35 \times 25 \times 10^2 = 1892362.5 \text{ KN}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

### Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales supérieures :

$$\text{Vérifier si : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_l = 15.33 \geq 1.15 / 400 (804.36 - 408.91 / 0,9 (0.9)) = 8,6$$

L'effort tranchant n'a pas d'influence sur les Armatures longitudinales supérieures.

### Section et écartement des armatures transversales At :

$$\phi_t \geq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{1 \min} \right)$$

$$\phi_t \geq \min \left( \frac{100}{35}; \frac{35}{10}; 2 \right) = 2.9 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE400  $\Rightarrow 6T8 \rightarrow A_t = 3.02 \text{ cm}^2$  (2cadre).

### ■ Armature de peau A<sub>c</sub>:

$$A_c \geq 0,002 b_0 \cdot h$$

$$A_c \geq 4.2 \text{ cm}^2$$

### Choix des armatures :

4T12 avec  $A=5.52\text{cm}^2$

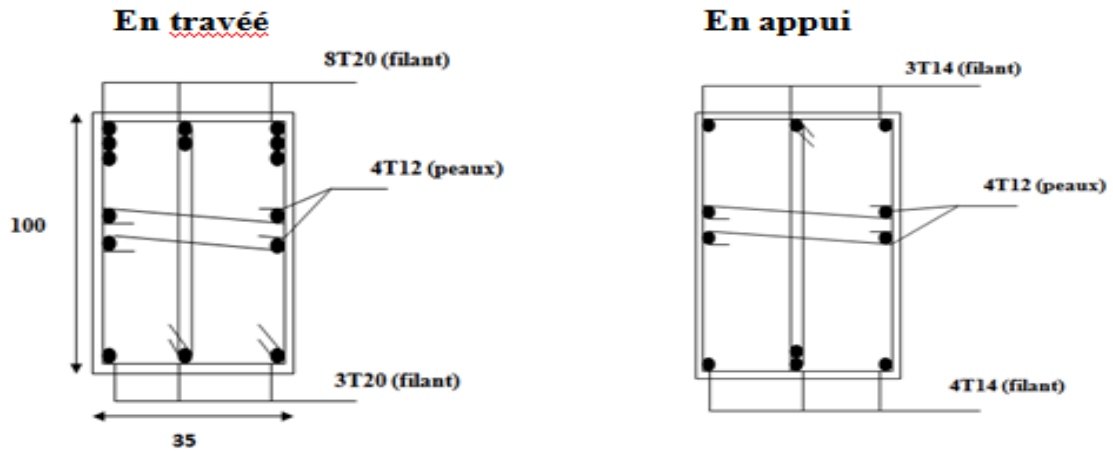


Figure VIII. 12: ferrailage de la poutre principale.

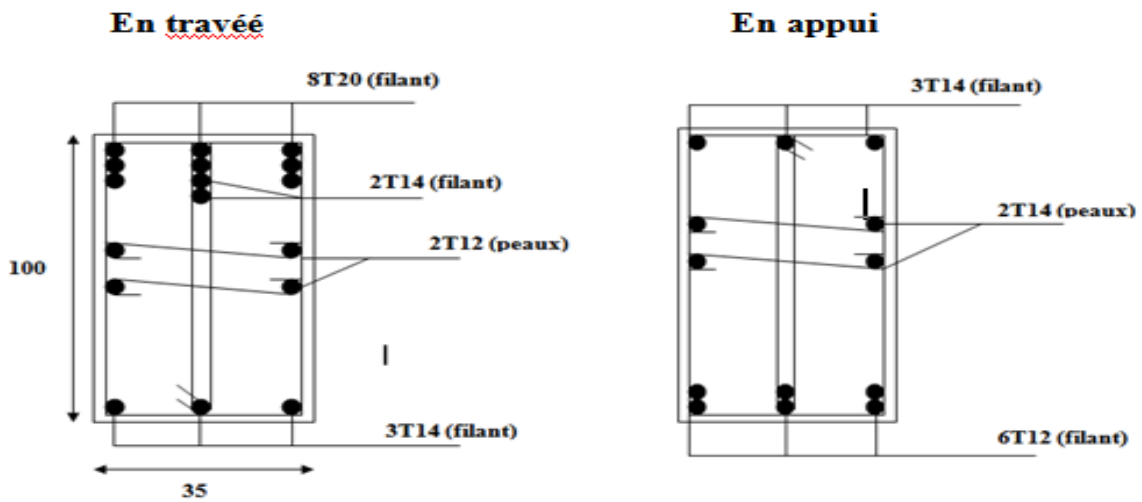


Figure VIII. 13: ferrailage de la poutre secondaire

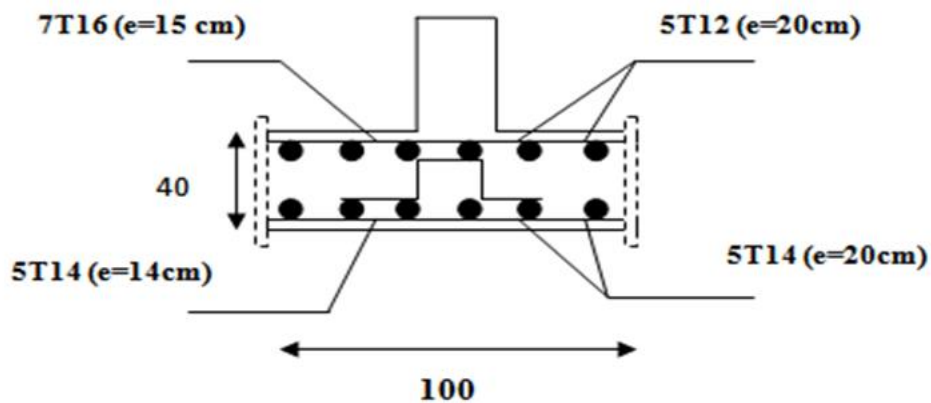


Figure VIII. 14: ferrailage de la dalle du radier.

## *Conclusion générale*

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation pour analyser et étudier et contrôler un projet de bâtiment réel. Nous avons su combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur. Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique en utilisant l'outil informatique, mais sa maîtrise reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de master II, afin de réduire le risque sismique à un niveau minimal en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

# *Références bibliographiques*

## **Règlement :**

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation **DTR.B.C.2.2**.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.

## **Cours :**

- Béton armé.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.

## **Thèses fin d'étude :**

- Mémoires de fin d'études, université de Mostaganem.

## **Les logiciels :**

- AUTOCAD 2013.
- ROBOT 2023.
- WORD 2010.
- EXCEL 2010.



