



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



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

### *Thème*

Etude d'un bâtiment sous-sol+RDC+8 étages à usage  
commercial et d'habitation.

Présenté par :

**CHEBAHI LAID OUSSAMA.**

Soutenu le 11 / 07 / 2022 devant le jury composé de :

**Président : Mr SABEUR Bendhiba.**

**Examineur : Mr SADEK Bahar.**

**Encadreur : Mr MHELA Taoufik.**

Année Universitaire : 2021 / 2022.

# Remerciements

*Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.*

*Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur MONSIEUR MHELA TOUFIK pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet*

*Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.*

*Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.*

*Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles.*

# DEDICACE

*Nous dédions ce modeste travail, fruit de longues années  
d'études :*

*Premièrement à nos chers parents qui nous ont toujours encouragés et  
soutenus « Grande Amour et Respect à Vous ».*

*À nos chers frères et sœurs.*

*À toute nos familles de près ou de loin.*

*À toutes nos amis*

*À notre encadreur*

# Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un Rez de chaussée plus (08) étages, implanté à la wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

## **Mots clés :**

Bâtiment, Béton armé, ROBOT, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié99.

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a ground floor addition (08) floors, located in the wilaya of MOSTAGANEM. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

## **Key words:**

Building, Reinforced concrete ,ROBOT, RPA 99 modified 2003, BAEL 91modified99.

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لانجاز بناية سكنية و تجارية تتألف من طابق ارضي +8 طوابق بولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 2 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل .

## **الكلمات المفتاحية :**

الخرسانة المسلحة ، العمارة ، ROBOT, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié99.

---

# SOMMAIRE

Dédicaces  
Remerciements  
Résumés: Arabe, Français, Anglais.  
Introduction générale

## CHAPITRE I

### Présentation du projet

I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.3. Caractéristiques générales	1
I.3.1. Caractéristiques géométriques	1
I.4. Conception de la structure	2
I.5. Caractéristiques géotechniques du sol	3
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I.6.1. Le béton	3
I.6.1.1. Principaux caractéristiques et avantages de béton	3
I.6.1.2. La résistance caractéristique du béton	4
I.6.1.3. Déformation longitudinale du béton	4
I.6.1.3. Déformation longitudinale du béton	4
I.6.1.4. Coefficient de poisson	5
I.6.1.5. Diagrammes déformations –contraintes de béton	5
I.6.1.6. Les contraintes limitent	6
I.6.2. Aciers	7
I.6.2.1. Module d'élasticité longitudinale	8
I.6.2.2. Contraintes limites	8

## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

II.1. Introduction	9
II.2. Pré dimensionnement des poutres	9
II.2.1. Poutre principale	11
II.2.2. Poutre secondaire	11
II.3. Pré dimensionnements des planchers	12
II.3.1. Plancher à corps creux	12
II.3.2. Plancher à dalle pleine	13
II.4. Descente de charges	15
II.4.1. Plancher terrasse inaccessible	15

---

II.4.2. Plancher étage courant	16
II.4.3. Plancher RDC : (usage commercial)	16
II.5. Pré dimensionnement des poteaux	17
II.5.1. Les conditions de pré-dimensionnement des poteaux	17
II.5.2. Dégression des surcharges d'exploitation	19
II.5.3. Calculs de la section du Poteau	22
II.6. Pré dimensionnement des voiles	26

### **CHAPITRE III**

#### Etude des planchers

III.1. Introduction	28
III.2. Plancher corps creux	28
III.2.1. Détermination des dimensions des poutrelles	29
III.2.2. Ferrailage de la dalle de compression	31
III.2.3. Etude des poutrelles	32
III.2.4. Méthode de calcul	33
III.2.4.1. Choix de la méthode de calcul	34
III.2.5. Détermination des efforts internes	35
III.2.6. Ferrailage des poutrelles	39
III.2.7. Calcul des armatures transversales	43
III.2.8. Vérification de la fleche	45

### **CHAPITRE IV**

#### Etude des éléments secondaires

IV.1. Etude de l'acrotère	68
IV.1.1. Définition	68
IV.1.2. Calcul du ferrailage	69
IV.1.3. Détermination des sollicitations	69
IV.1.4. Détermination des armatures	70
IV.1.5. Vérification des contraintes de cisaillement	74
IV.1.6. Dessin de ferrailage	74
IV.2. Etude des escaliers	75
IV.2.1. Définition	75
IV.2.2. Eléments constitutifs	75
IV.2.3. Pré dimensionnement	76
IV.2.3.1. Descente des charges	79
IV.2.3.2. Calcul du ferrailage	87
IV.3. Etude des balcons	100
IV.3.1. Définition	100
IV.3.2. Descente de charges	101
IV.3.3. Calcul du ferrailage	103
IV.3.4. Calcul des armatures transversales	103

---

## CHAPITRE V

### Etude sismique

V.1. Introduction	105
V.2. Objectif de l'étude dynamique	105
V.3. Présentation du logiciel ROBOT	105
V.4. Méthode de calcul	106
V.4.1. Méthode statique équivalente	107
V.4.2. Les méthodes d'analyse modale spectrale	107
V.4.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme	108
V.5. La méthode statique équivalente	108
V.5.1. Principe	108
V.5.2. Calcul de la force sismique totale	108
V.5.2.1. Classification du site	109
V.5.2.2. Coefficient d'accélération de zone A	110
V.5.2.3. Facteur d'amplification dynamique moyen (D)	110
V.5.2.4. Coefficient de comportement global de la structure R	111
V.5.2.5. Facteur de qualité Q	112
V.5.2.6. Estimation de la période fondamentale de la structure	113
V.5.2.7. Facteur d'Amplification D	114
V.6. Distribution verticale de la force sismique	115
V.7. Vérification des déplacements	116
V.7.1. Vérification des modes	119
V.9. L'effort tranchant a la base	120

## CHAPITRE VI

### Etude des portiques

VI.1. Introduction	122
VI.2. Définition	122
VI.3. Ferrailage des portiques	122
VI.3.1. Combinaisons d'actions	123
VI.3.2. Ferrailage des poutres	130
VI.3.3. Etude des poteaux	136
VI.3.3.1. Combinaison de charges	137
VI.3.3.2. Principe de calcul	137
VI.3.3.3. Ferrailage des poteaux	137
VI.3.4. Etude des voiles	153
VI.3.4.1. Introduction	153
VI.3.4.2. Rôle de contreventement	154
VI.3.4.3. Sollicitation de calcul	154
VI.3.4.4. La méthode de calcul	154
VI.4. Ferrailage des voiles	156
VI.4.1. Exemple de calcul	158

---

## Liste des figures

### CHAPITRE I

Figure I.1 : Diagramme rectangulaire simplifié.	5
Figure I.2 : Diagramme Contraintes Déformations du béton.	6
Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.	7
Figure I.4 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier	8

### CHAPITRE II

Figure II.1: Section des poutres principales	11
Figure II.2 : Section des poutres secondaires.	12
Figure II.3 : Planchers à corps creux.	12
Figure II.4 : Dimensions d'un panneau de dalle.	13
Figure II.5 : Coupe plancher terrasse inaccessible.	14
Figure II.6 : Coupe de plancher courant.	14
Figure II.7 : Hauteur libre de poteau.	19
Figure II.8 : Dégression des charges d'exploitation.	20
Figure II.9 : Surface afférente au poteau le plus sollicité	22
Figure II.10 : Coupe sur voile en élévation	26

### CHAPITRE III

Figure III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	28
Figure III.2 : Schéma réel d'un plancher a corps creux.	29
Figure III.3 : Dimensions des poutrelles.	29
Figure III.4: Schéma d'une poutrelle.	30
Figure III.5 : Section de calcul en travée.	40
Figure III.6 : Section de calcul en appuis.	42
Figure III.7 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	44
Fig.III.8 : Enrobage dalle pleine.	51
Fig.III.9 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.	53
Fig.III.10 : Coordonnées du centre de gravité	53

### CHAPITRE IV

Figure IV.1: Schéma statique et dimensions d'acrotère.	68
Figure IV.2 : Section de calcul.	70
Figure IV.3 : Position du point d'application de l'effort normal Nu.	70
Figure IV.4 : Position de centre de pression.	72
Figure IV.5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.	74
Figure IV- 6 : Schéma d'un escalier.	75
Figure IV- 7 : schéma d'escalier de deux volées.	76
Figure IV- 8 : Coupe A-A sur la cage d'escaliers.	77



---

Figure IV- 9 : schéma d'escalier de trois volées.	78
Figure IV-10 : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec palier de repos.	81
Figure IV-11 : Schéma statique de la marche porteuse.	90
Figure IV-12 : Section de calcul.	90
Figure IV-13 : Coupe transversale sur la marche porteuse.	93
Figure IV-14 : Dessin de ferrailage de la marche porteuse.	93
Figure IV-15 : Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse.	93
Figure IV-16 : Schéma statique du poutre brisé	94
Figure IV-16 : Section de calcul poutre brisé.	96
Figure IV-17 : Schéma statique du balcon.	100
Figure IV- 18 : Coupe sur balcon.	100
Figure IV- 19: Enrobage.	102
Figure IV-20 : Section de calcul.	102
Figure IV-21 : schéma de ferrailage du Balcon	105

## CHAPITRE V

Figure V-1 : Modélisation du bâtiment.	106
Figure V- 2 : Diagramme spectre de réponse.	113
Figure V- 3 : Participation massique dans le premier mode.	118
Figure V- 4 : Participation massique dans le deuxième mode.	118
Figure V- 5 : Participation massique dans le troisième mode.	119

## CHAPITRE VI

Figure VI - 1 : Schéma d'une section de calcul en Travée.	126
Figure VI - 2 : Section de calcul en Appuis.	128
Figure VI - 3: Armatures transversales.	131
Figure VI - 4 : Schéma de ferrailage de la poutre principale (Appuis)	132
Figure VI - 5 : Schéma de ferrailage de la poutre principale (Travée)	133
Figure VI - 6 : Schéma de ferrailage de la poutre Secondaire (Appuis)	134
Figure VI - 7 : Schéma de ferrailage de la poutre Secondaire (Travée)	135
Figure VI - 8 : Sollicitation sur les poteaux.	136
Figure VI - 9 : Section de calcul du poteau.	138
Figure VI - 10: Zone nodale.	139
Figure VI - 11 : Armatures transversales dans la zone de recouvrement.	141
Figure VI - 12 : section de calcul	142
Figure VI - 13 : Position de $N'_1$ $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale.	145
Figure VI - 14 : Position de $N'_1$ $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale.	148
Figure VI - 15 : la zone nodale dans les poteaux	151
Figure VI - 16 : Ferrailage des poteaux	152
Figure VI - 17 : disposition du voile	156
Figure VI - 18 : Section du calcul de voile.	157
Figure VI – 19 : Dessin du ferrailage du voile de contreventement.	161

---

## CHAPITRE VII

Figure VII-1: Semelle isolée.	163
Figure.VII.2 : Schéma d'un radier nervuré.	164
Figure VII.3 : Dimensions du panneau de la dalle le plus sollicité valeur panneau	165
Figure VII.4 : Section de calcul.	165
Figure VII - 5: Enrobage	165
Figure VII – 6 : Section de calcul dans les sens xx.	168
Figure VII – 7 : Section de calcul dans le sens yy.	168
Figure VII – 8 : Distribution des contraintes sous le radier	168
Figure VII – 9 : Ancrage de la structure.	173
Figure VII.10: la répartition des charges sur une dalle portée par 4 poutres.	
Figure VII.11: Distribution des charges sur les poutres principales.	180
Figure VII.12 : Distribution des charges sur les poutres secondaires.	181
Figure VII.13 : Section de calcul.	183
Figure VII.15: Section de calcul en travée.	183
Figure VII.16: Section de calcul en appuis.	185
Figure VII.17: Armatures transversales.	187
Figure VII.18 : dessin de ferrailage d'une poutre principale en appuis.	189
Figure VII.19 : dessin de ferrailage d'une poutre principale en travée.	189
Figure VII.20: dessin de ferrailage d'une poutre secondaire en appuis.	190
Figure VII.21: dessin de ferrailage d'une poutre secondaire en travée.	190

---

## Liste des tableaux

### CHAPITRE I :

Tableau I.1 : Durée d'Aplication.	6
Tableau I.2 : Types d'acier.	7

### CHAPITRE II :

Tableau II.1 : Charge du plancher terrasse.	15
Tableau II.2 : Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher courant.	16
Tableau II.3: Evaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher haut sous-sol.	16
Tableau II.4: Tableau récapitulatif des charges et surcharges	20
Tableau II.5: Tableau de la dégression des charges d'exploitation.	21

### CHAPITRE III :

Tableau III.1 : Evaluation des charges.	34
Tableau III.2: Méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations	34
Tableau III.3 : Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles	39
Tableau III.4 : Les valeurs des efforts maximums	39
Tableau III.5 : Tableau de ferrailage de la poutrelle.	49
Tableau.III.6: Valeur approchée des coefficients $\mu_x$ et $\mu_y$ .	53
Tableau.III.7: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.	56

### CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Les charges de la paillasse.	79
Tableau IV.2: charges permanentes et surcharges d'exploitation (palier).	80
Tableau IV.3: charges permanentes et surcharges d'exploitation (marches porteuses).	81
Tableau IV.4 : Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon.	101

---

## CHAPITRE V :

Tableau V.1 : Classification du Site.	109
Tableau V.2 : Coefficient d'Accélération de Zone A	110
Tableau V.3 : Valeurs de $\xi$ (%)	111
Tableau V.4 : Valeur des Pénalités du facteur de qualité $P_q$ .	112
Tableau V.5 : La Masse de la structure	115
Tableau V.6: disposition de la force sismique	116
Tableau V.7 : vérification des déplacements	117
Tableau V.8 : Vérification des modes	119
Tableau V.9: Variation de la période	120
Tableau V.110 : Vérification L'efforts Cisaillement	121

## CHAPITRE VI :

Tableau VI.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants	125
Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales	133
Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres Secondaires	134
Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires.	135
Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux.	141
Tableau VI.6: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants.	142
Tableau VI.7 : Récapitulation du ferrailage des poteaux	152
Tableau VI.8: Les sollicitations de calcul du voile	157

---

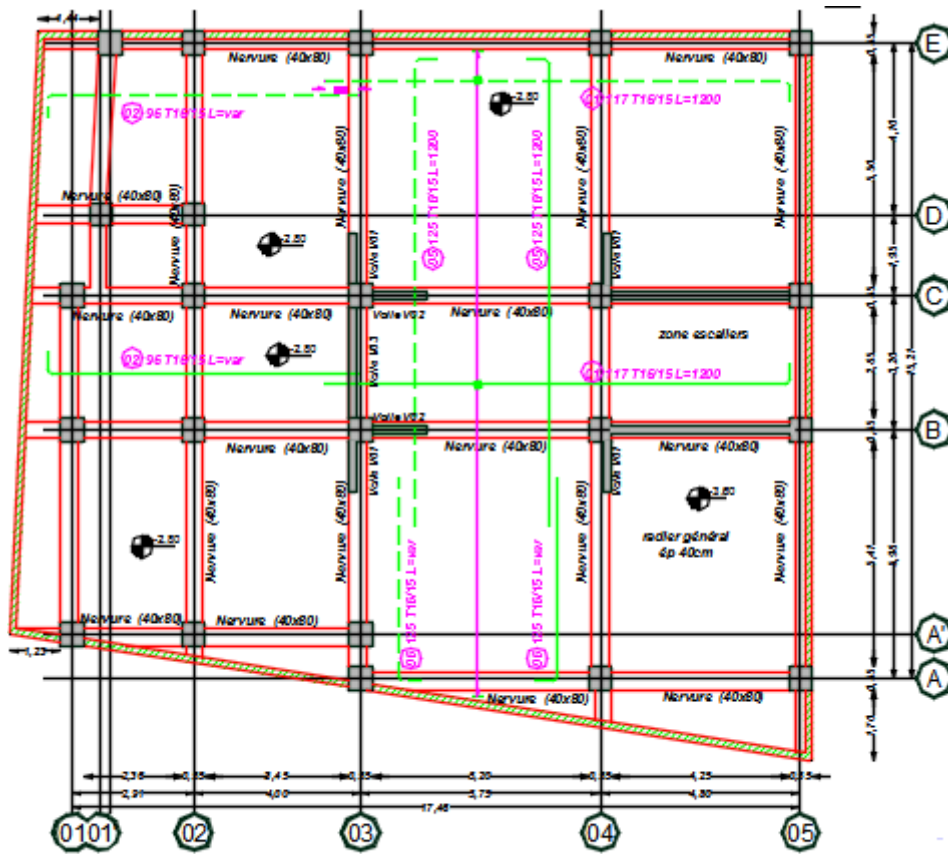
## CHAPITRE VII :

Tableau VII.1 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements	168
Tableau VII.2. Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU.	170
Tableau VII.3. Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS.	171
Tableau VII.4 : Tableau récapitulatif des contraintes sous le radier	173
Tableau VII.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées	175
Tableau VII.6: Tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres de redressement.	186
Tableau VII.7 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres de redressement	186

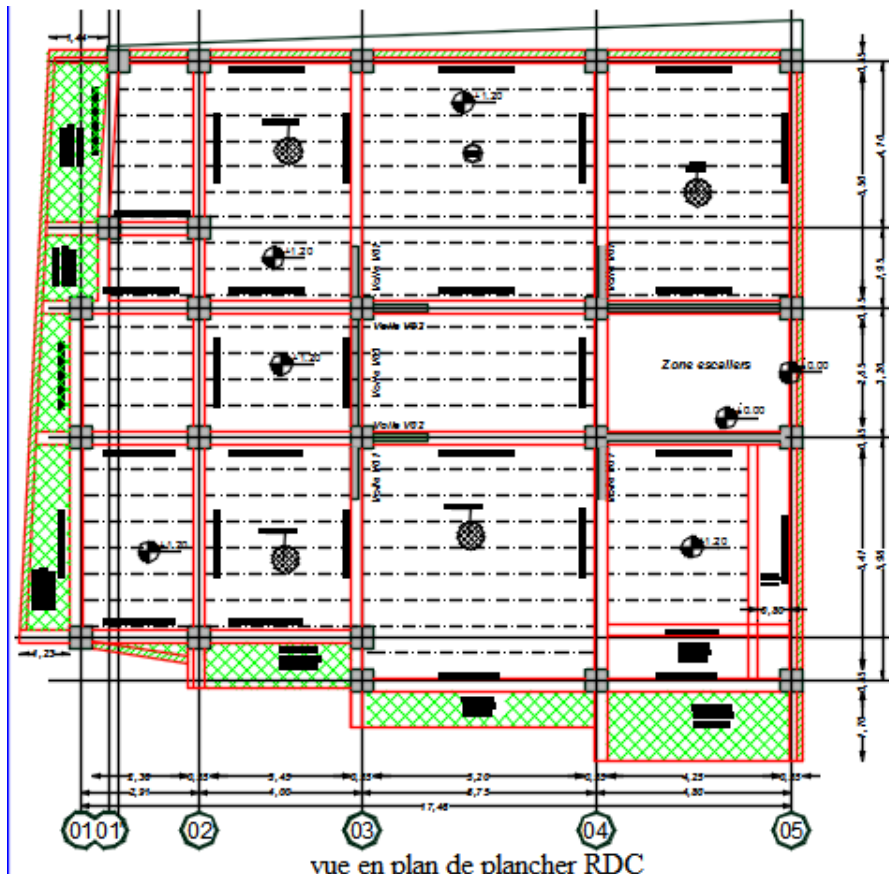
# LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

- **A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- **As** : Aire d'une section d'acier.
- **At** : Section d'armatures transversales.
- **B** : Aire d'une section de béton.
- $\varnothing$  : Diamètre des armatures.
- $\varphi$  : Angle de frottement.
- **Q** : Charge d'exploitation.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle
- **T** : L'effort de traction.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- **G** : Charge permanente.
- $\varepsilon$  : Déformation relative.
- **E.L.U** : État limite ultime.
- **E.L.S** : État limite service.
- **N<sub>ser</sub>** : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- **N<sub>u</sub>** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- **V** : Effort tranchant.
- **T** : Période.
- **St** : Espacement.

- $\lambda$  : Élançement.
- $e$  : Épaisseur.
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $f$ : Flèche admissible.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $LF$ : Longueur de flambement.
- $d$  : Hauteur utile.
- $F_e$ : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $M_T$ : Moment en travée.
- $M_a$ : Moment sur appuis.
- $M_0$ : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
- $I$  : Moment d'inertie
- $F_i$ : Flèche due aux charges instantanées.
- $F_v$ : Flèche due aux charges de longue durée.
- $I F_i$ : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I F_v$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- $f_{cj}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- $\alpha$ : élançement d'un panneau de dalle.
- $\eta$ : Coefficients de fissuration.
- $\theta$ : Coefficient d'application de charge.
- $a$  : l'épaisseur de voile.
- $h_e$ : hauteur libre d'étage.
- $\nu$ : Coefficient de Poisson.

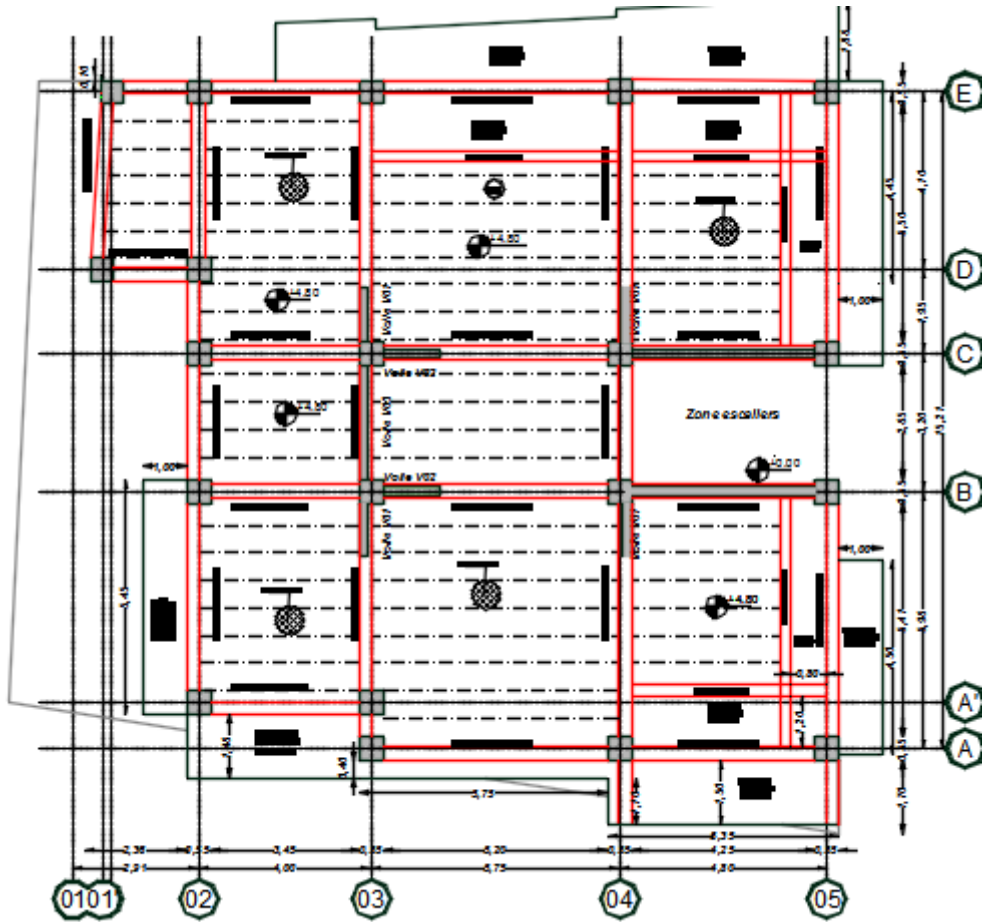


Vue en plan de fondation

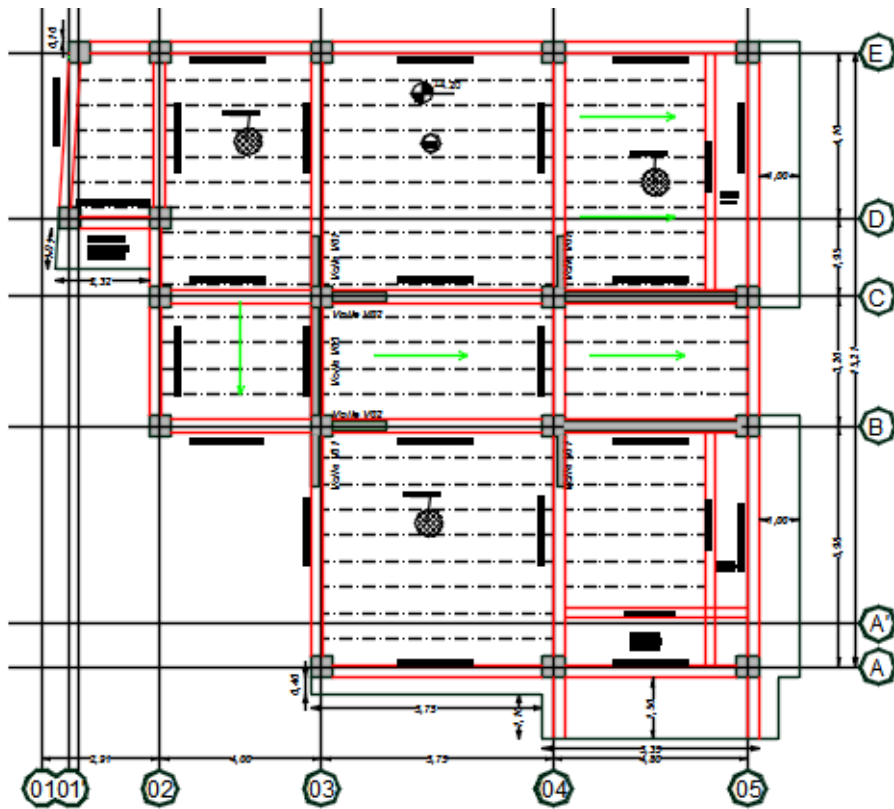


vue en plan de plancher RDC





Vue en plan de placher 1er - 8ème étage



Vue en plan de plancher terrasse

## INTRODUCTION GENERALE

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles Techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, Surtout celle de grande hauteur qui offre une grande surface aux forces du vent.

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol.

Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité (**IIa**) , comportant un Rez de chaussée plus 8 étages (R+8), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques. Il constitue a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon résistance et économique.

Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- ❖ **Le Premier chapitre** : Consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ❖ **Le deuxième chapitre** : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).  
Et non structuraux (comme les planchers et les escaliers, balcons, dalle pleine, l'acrotère).
- ❖ **Le troisième chapitre** : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux Non structuraux (comme les planchers).
- ❖ **Le quatrième chapitre** : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux Non structuraux (comme les escaliers, balcons, l'acrotère).
- ❖ **Le cinquième chapitre** : portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS.
- ❖ **Sixième chapitre** : sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (Poutres ; poteaux ; voiles).
- ❖ **Septième chapitre** : le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations.

# CHAPITRE I

---

# CHAPITRE I

## PRESENTATION DU PROJET

### I.1.INTRODUCTION :

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

A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

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

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un bâtiment à usage commerciale et d'habitation, composé d'un **sous-sol + RDC + 8 étages**, implanté à MOSTAGANEM, Qui est une Zone de moyenne sismicité zone IIA.

Ce bâtiment est dans un site S2 (Site ferme) selon le **RPA99, V2003 (Règlement Parasismique Algérien Version 2003)**.

### I.3. CARACTERISTIQUES GENERALES :

#### I.3.1 /- Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques de la structure sont :

- ✓ Hauteur totale du bâtiment ----- 28.56m
- ✓ Hauteur de Sous-sol ----- 3.06 m
- ✓ Hauteur du RDC ----- 4.08 m
- ✓ Hauteur des étages ----- 3.06 m
- ✓ Longueur en plan ----- 12.9 m
- ✓ Largeur en plan ----- 17.2 m

#### **I.4. CONCEPTION DE LA STRUCTURE :**

##### ❖ L'ossature :

L'ossature de ce bâtiment est formée par un contreventement mixte, poteaux et de poutres constituant une série de portique auto stable et des voiles.

##### ❖ Les planchers :

Nous avons opté pour des planchers à corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

##### ❖ Maçonneries :

- Les murs extérieurs et les murs de séparation entre logement sont constitués en double parois de briques (10cm et de 15cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de brique d'épaisseur 10cm.

##### ❖ Revêtements :

- Le revêtement des murs est réalisé par mortier de ciment.
- Enduit en ciment pour les plafonds.
- Le revêtement du sol et escalier est réalisé par du carrelage.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

##### ❖ Escaliers :

La structure comporte une seule cage d'escalier du sous-sol au 8ème étage. L'escalier est composé de deux types.

##### ❖ L'acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

##### ❖ Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège ou polystyrène pour le plancher terrasse.

## I.5. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SOL :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol ferme et par conséquent on a adopté :

- La contrainte admissible :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5$  bars
- Poids volumique du sol :  $\gamma_h = 17$  KN/m<sup>3</sup>
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 35^\circ$

## I.6. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

### I.6.1 /- le béton :

C'est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables, de ciments, de granulats (gravier et sable) et d'eau.

Le dosage utilisé dans la construction et les proportions de matériaux dans 1m<sup>3</sup> de béton est :

- Ciment utilisé ..... CPA ou CPJ45 (dosage 350 kg / m<sup>3</sup>)
- Sable .....400 litres / m<sup>3</sup> (Ds ≤ 0.5mm)
- Gravier .....800 litres / m<sup>3</sup> (Dg ≤ 25mm)
- Eau de gâchage ..... 160 à 180 litres / m<sup>3</sup>

Elle doit être propre et sans matières organiques.

### I.6.1.1/- Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

### I.6.1.2/- La résistance caractéristique du béton :

#### a. Résistance à la compression :

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

Exemples de résistances couramment atteintes d'après l'article A.2.1, 13 / BAEL91 :

- **20 MPa** sont facilement atteintes sur les chantiers convenablement outillés ;
- **25 MPa** sont atteintes sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier ;
- **30 MPa** peuvent être obtenue à condition de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.

Pour notre étude on va opter pour  $f_{c28} = 25$  MPa.

#### b. Résistance à la traction :

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

### I.6.1.3/- Déformation longitudinales du béton :

#### ❖ Déformations instantanées « Eij » :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton Eij est égale à :

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

Avec : Eij et fcj en MPa.

#### ❖ Déformations différées « Evj » :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » Jours le module de déformation longitudinal différée du béton Evj est donné par la formule :

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

Avec : E vj et f cj en [MPa]



**I.6.1.4/- Coefficient de poisson :**

- $\nu = 0.2$  pour le calcul des déformations.
- $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations.

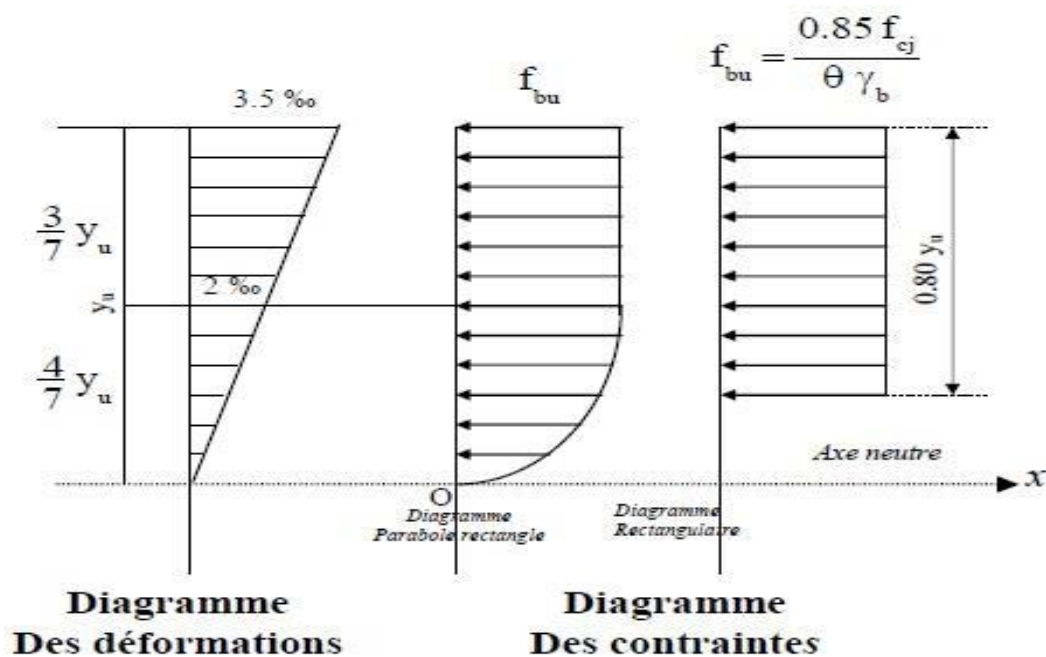
**I.6.1.5/- Diagrammes déformations –contraintes de béton :**

On distingue (figure) :

- ❖ Le diagramme « parabole rectangle ».
- ❖ Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :

- Sa simplicité d'emploi.

- Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole -rectangle »



**Figure I-2** : Diagramme rectangulaire simplifié.

Avec :

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

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité égale 1.5.

$f_{bu}$  : Contrainte de calcul.

$\theta$  : Coefficient d'application (voir le tableau).

**Tableau I.1 : .Durée d'application**

$\theta$	Durée d'application
1	>24 h
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	<1h

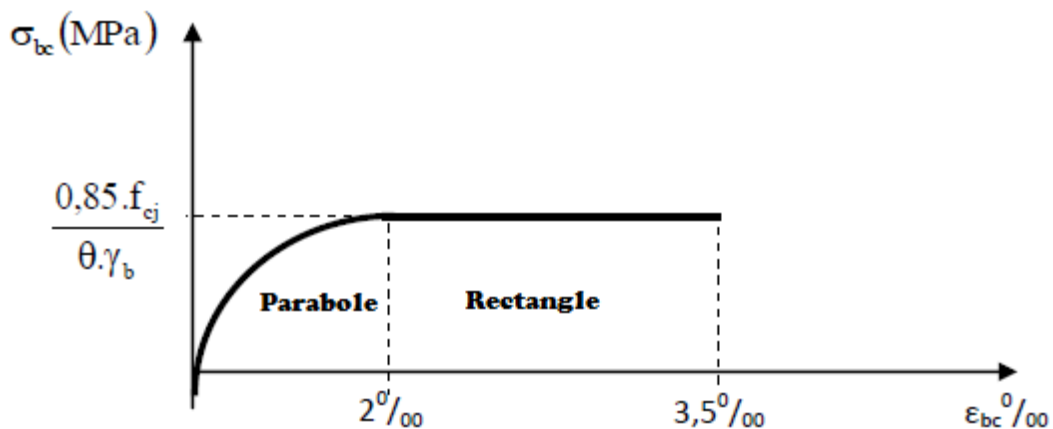
**I.6.1.6/- Les contraintes limites :****❖ Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

La contrainte limite du béton en compression :

La contrainte limite ultime du béton en compression est donner par :

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$$

**Figure I-3: Diagramme Contraintes Déformations du béton.**

**Notations :**

$\gamma_b = 1,5$ ..... Situation durable.

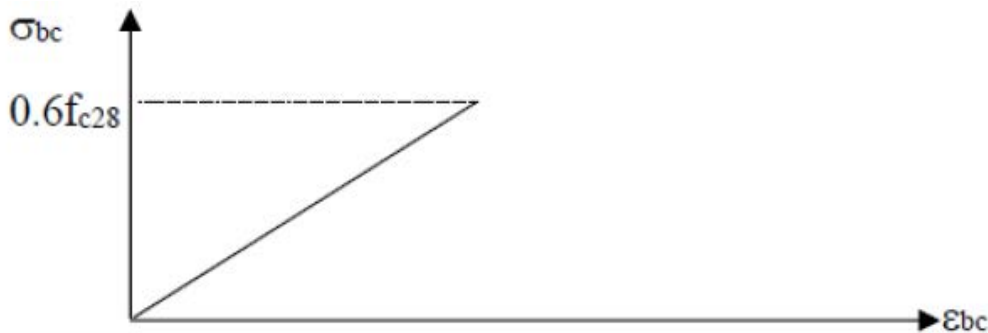
$\gamma_b = 1,15$ ..... Situation accidentelle.

$$\Theta = \begin{cases} 1 & \dots\dots\dots t > 24h. \\ 0,9 & \dots\dots\dots 1h < t < 24h. \\ 0,8 & \dots\dots\dots t < 1h. \end{cases}$$

**❖ Etat limite de service :**

La contrainte de compression du béton est limitée à  $0.6 f_{cj}$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$$



**Figure I- 4 :** Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

**Contrainte limite de cisaillement :**

$\bar{\tau}_U = 3.33 \text{ [MPa]}$  Fissuration peut être préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_U = \min \left( \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

$\bar{\tau}_U = 2.5 \text{ [MPa]}$  Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_U = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

**I.6.2/-Aciers :**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

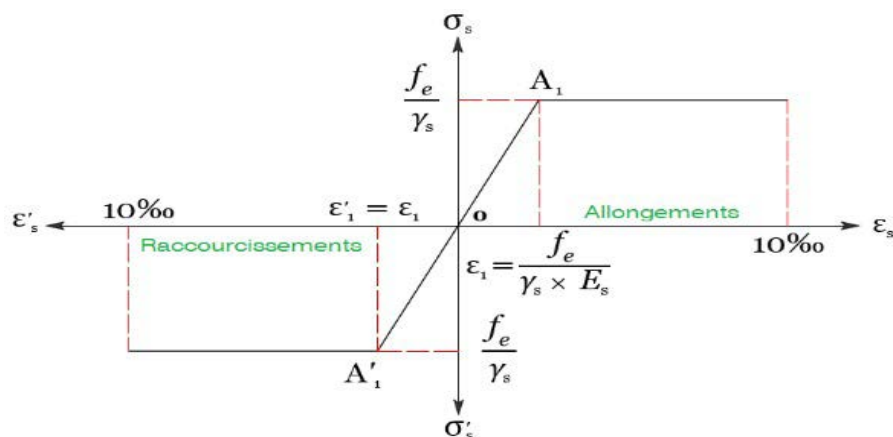
Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau I.2:** Types d'acier.

acier	nuances	F <sub>e</sub> (MPa)	Diamètre $\phi$
Ronds lisses	FeE235	235	$\Phi 6$ et $\Phi 8$
Barre H.A	FeE400	400	8,10,12,14,16 et 20
T.S en fils lisses	TLE520	520	TS $\phi \leq 6$

**I.6.2.1/- Module d'élasticité longitudinale :**

Est près égale :  $E_s = 200000$  [MPa].

**I.6.2.2/- Contraintes limites :**❖ Etat limite ultime :**Figure I-5 :** Diagramme contraintes-déformation de l'acier.**Avec :**

$\sigma_s$  : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante :

$$\sigma_s = f_c / \gamma_s$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

- $\gamma_s = 1,15$  .....situation durable.
- $\gamma_s = 1,00$  .....situation accidentelle.

**$\epsilon_s$** : Allongement relatif de l'acier :

$$\epsilon_s = \Delta L/L$$

❖ **Etat limite de service :**

La contrainte limite de l'acier à la traction :

- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min ((2/3) f_e ; 110\sqrt{\eta * f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min (0.5 * f_e , 90 * \sqrt{\eta * f_{tj}})$

Avec :  $\eta$  coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour rondes lisses.

$\eta = 1.6$  pour acier HA.

# CHAPITRE II

## CHAPITRE II

### PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DES CHARGES

#### II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le « **BAEL 91** », le « **RPA99 version 2003** », et « **CBA 93** » qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

#### II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES:

Les poutres sont des corps porteurs en béton armé ayant des dimension transversales ( $b \cdot h$ ) très petites devant la longueur  $L$ , Le rôle des poutres est de transmettre aux poteaux les efforts verticaux (charges verticales ramenées par les planchers).

Pour les poutres, on a deux types :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques suivantes et vérifiées par la suite selon le RPA99 (version 2003).

La formule est la suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$
$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

D'où :

- $L$  : Portée de la poutre entre nus.
- $h$  : Hauteur de la poutre
- $b$  : Largeur de la poutre

Puis en vérifié avec les conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- Pour la hauteur  $h$  doit être :  $h \geq 30 \text{ cm}$
- Pour la largeur  $b$  doit être :  $b \geq 20 \text{ cm}$
- Le rapport entre  $h$  et  $b$  doit être :  $h / b \leq 4$

**II.2.1/- Poutre principale :**

$$L = 430 \text{ cm}$$

$$28.67 \leq h \leq 43 \Rightarrow \text{On prend } h = 40 \text{ cm.}$$

$$16 \leq b \leq 32 \Rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm.}$$

- Vérification (selon RPA99 (version 2003)) :

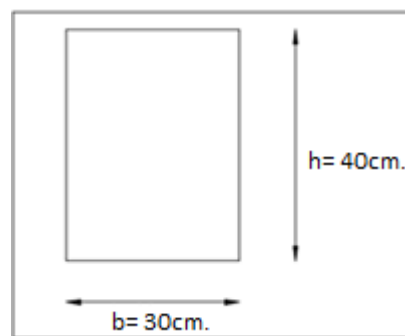
$$40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h / b = 1.33 \text{ cm} \leq 4$$

Donc les trois conditions sont vérifiées.

$$\text{Alors } (b \times h) = (40 \times 30) \text{ cm}^2.$$



**FigureII-1:** Section des poutres principales.

**II.2.2/- Poutre secondaire :**

$$L = 430 \text{ cm}$$

$$28.67 \leq h \leq 40 \Rightarrow \text{On prend } h = 35 \text{ cm.}$$

$$14 \leq b \leq 28 \Rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm.}$$

- Vérification (selon RPA99 (version 2003)) :

$$35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

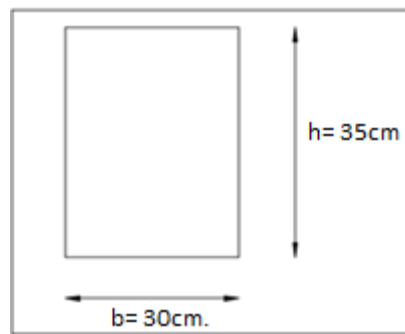
$$30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h/b = 1.16 \text{ cm} \leq 4$$

Donc les trois conditions sont vérifiées.



Donc  $(bxh) = (30 \times 35) \text{cm}^2$ .



**Figure II - 2** :Section des poutres secondaires

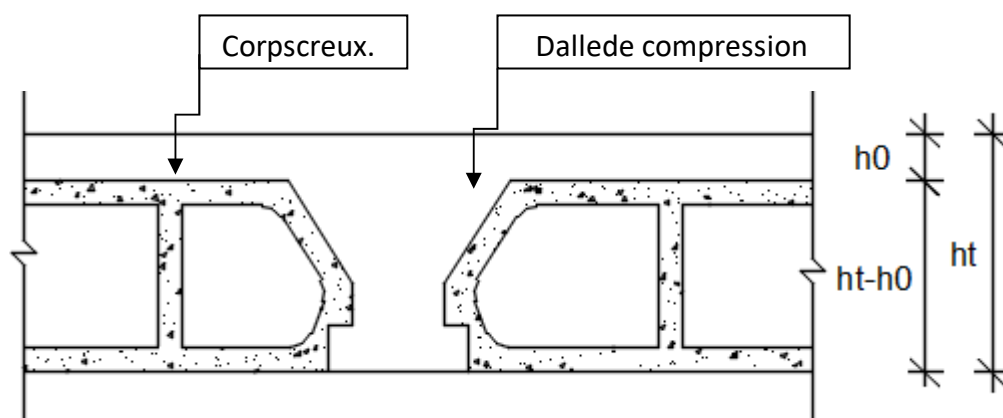
### II.3. PRE DIMENSIONNEMENTS DES PLANCHERS :

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

#### II.3.1 /-Plancher a corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués par des poutrelles, d'hourdis et une table de compression, comme indiqué la figure suivante :



**Figure II-3** : Planchers à corps creux.

Pour la détermination de l'épaisseur du plancher à corps creux, on utilise la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

$L$  : la plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

$h_t$  : l'épaisseur totale du plancher

On a:

$$L = 4.30 - 0.30 = 4.00$$

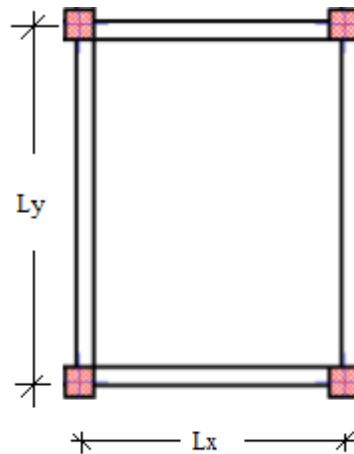
$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{400}{25} \leq h_t \leq \frac{400}{20} \Rightarrow 16\text{cm} \leq h_t \leq 20\text{cm}$$

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

### II.3.2 /- Plancher à dalle pleine :

Nous avons des planchers en dalle pleine dans les balcons, ces dalles sont considérées comme des consoles et des dalles pleines dans la cage d'escalier et l'ascenseur.

L'épaisseur de la dalle est déterminée à partir des conditions de résistance à la flexion (B.A.E.L91)



**Figure II-4:** dimensions d'un panneau de dalle.

❖ Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens :

$$- \rho = \frac{L_x}{L_y} < 0,4 \text{ [Article A.8.2, 31 / BAEL91]}$$

-La charge doit être uniformément répartie.

$$\Rightarrow hd = \left( \frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) Lx$$

❖ Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens :

$$- 0.4 < \rho < 1$$

- la charge est uniformément répartie.

Ou bien dalle soumise à une charge concentrée quel que soit la valeur de  $\rho$ .

$$\Rightarrow hd = \left( \frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) Lx$$

Avec :  $Lx \leq Ly$

$Lx$  : la plus petite dimension du panneau de dalle.

$Ly$  : la plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour notre projet ; nous avons :

$$Lx = Ly = 4.30m$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{430}{430} = 1 \Rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1$$

Donc : la dalle porte suivant les deux sens

$$\frac{1}{50} \times Lx = 8,6 \text{ cm} \leq hd \leq \frac{1}{40} \times Lx = 10 \text{ cm} \Rightarrow hd = 10,75 \text{ cm}$$

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

• Conditions d'isolation acoustique :

- contre les bruits aériens :  $2500 \times hd \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow hd \geq 14 \text{ cm}$

- contre les bruits d'impacts :  $2500 \times hd \geq 400 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow hd \geq 16 \text{ cm}$ .

• Conditions de sécurité en matière d'incendie :

- pour une heure de coupe-feu  $\Rightarrow hd = 7 \text{ cm}$

- pour deux heures de coupe-feu  $\Rightarrow hd = 11 \text{ cm}$

- pour quatre heures de coupe-feu  $\Rightarrow hd = 17.5 \text{ cm}$

**Conclusion :**

Pour satisfaire aux conditions ci-dessus, on prendra une épaisseur de 16cm.

## II.4.DESCENTE DE CHARGES :

### II.4.1/- Plancher terrasse inaccessible :

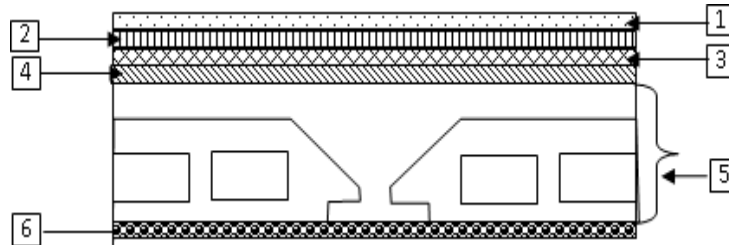


Figure II-5: Coupe plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.1: Charge du plancher terrasse.

Matériaux	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Ep (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1- Protection gravillon	20	0.04	0.8
2-Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
3-Forme de pente	22	0.135	2.97
4-Isolation thermique	4	0.04	0.16
5-Dalle en corps creux (16+4)	-	0.2	2.80
6- Enduit au ciment	18	0.02	0.36
			<b>G= 7.21 KN/m<sup>2</sup></b>
			<b>Q = 1.00 KN/m<sup>2</sup></b>

### II.4.2/- Plancher étage courant :

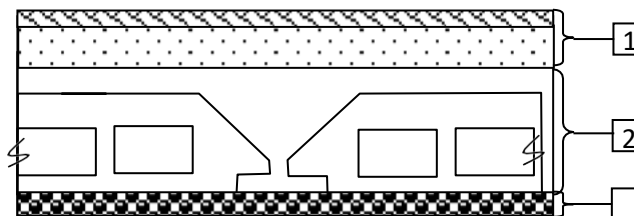


Figure II-6: Coupe de plancher courant.

**Tableau II.2:** Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher courant.

Matériaux	$\rho$ (KN /m <sup>3</sup> )	Ep (m)	G (KN /m <sup>2</sup> )
1- Carrelage	22	0.02	0.44
2-Mortier de pose	20	0.02	0.40
3-Lit de sable	18	0.02	0.36
4-Plancher à corps creux	14	0.2	2.80
5-Enduit en ciment	18	0.015	0.27
6- Cloison de distribution	-	10	1
			<b>G= 5.27 KN/m<sup>2</sup></b>
			<b>Q = 1.50 KN/m<sup>2</sup></b>

**II.4.3/-Plancher haut sous-sol : (usage commercial)****Tableau II.3 :** Evaluation des charges permanentes et d'exploitation

Matériaux	$\rho$ (KN /m <sup>3</sup> )	Ep (m)	G (KN /m <sup>2</sup> )
1- Carrelage	22	0.02	0.44
2-Mortier de pose	20	0.02	0.40
3-Lit de sable	18	0.02	0.36
4-Dalle pleine	25	0.16	4.00
5-Enduit en ciment	18	0.02	0.36
6- Cloison de distribution	-	0.1	1.00
			<b>G= 6.56KN/m<sup>2</sup></b>
			<b>Q = 2.50 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II.4:**Tableau récapitulatif des charges et surcharges

Niveau \charges	Destinations	Charges permanentes G [KN/m <sup>2</sup> ]	Charges d'exploitation Q [KN/m <sup>2</sup> ]
<b>Plancher terrasse</b>	Inaccessible	7.21	1.00
<b>1er au 8eme étage</b>	Habitation	5.27	1.50
<b>R.D.C</b>	Commercial	6.56	2.50

## II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux se sont des éléments porteurs, leur fonction principale est de reprendre les efforts dus aux charges du plancher ramenée par les poteaux est en fonction de la descente des charges, le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par le RPA 99 version 2003 et le BAEL 99.

### II.5.1 /- les conditions de prédimensionnement des poteaux :

Le prédimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

- a. condition de résistance
- b. condition de stabilité
- c. condition imposée par le R.P.A99 v2003

#### Critère de résistance :

$$B_r \geq \left[ \frac{\beta \cdot N_u}{\left[ \theta \left( \frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left( \frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \sigma_s \right]} \right]$$

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99 (version 2003)

On prendra  $A / B_r = 0.8\% = 0.008$  (Zone IIa)

**B<sub>r</sub>** : Section réduite du béton ;

$$B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02) \text{ m}^2$$

- **θ** : Facteur de durée d'application des charges (θ=1).

**$\beta$**  : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

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

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

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

**$N_u$**  : l'effort normal ultime sollicitant un poteau.

$$N_u = 1.35N_g + 1.5N_q.$$

**$N_g$** : Effort normal dû aux charges permanentes.

**$N_q$** : Effort normal dû aux charges d'exploitations.

**$N_q$**  se calcul en appliquant la loi de dégression des charges (DTR B.C.2.2)

**$\sigma_{bc}$**  : Résistance du béton en compression à l'état limite ultime.

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

**$\sigma_s$**  : Résistance des aciers à l'ELU.

$$\sigma_s = f_{e/s} / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 344 \text{ MPa}$$

La formule est simplifiée et devient :

$$Br \geq \left[ \frac{1.2 \times N_u \times 10}{\left[ \left( \frac{14.2}{0.9} \right) + 0.85 \times 0.008 \times 348 \right]} \right]$$

Donc :  $Br \geq 0.6614 \times N_u$

**Condition de stabilité de forme :**

On sait que :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } L_f = 0.7 L_0$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau

B : Section du béton

$\lambda$  : L'élanement du poteau

**Conditions imposées par le RPA99 v2003 :**

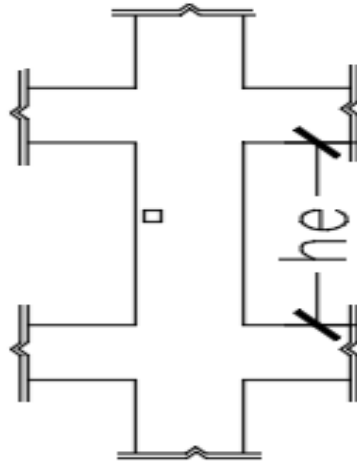
Pour zone IIa : on a

1-  $\min (a, b) \geq 25\text{cm}$

2-  $\min (a, b) \geq \frac{h_e}{20}$

3-  $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$

Avec  $h_e$ : La hauteur libre d'étage.



**Figure II-7:** hauteur libre de poteau.

**II.5.2 /- Dégression des surcharges d'exploitation :**

Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Soit  $Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1}$  et  $Q_n$  les surcharges relatives aux planchers **1, 2, ..., n-1** et **n** (la numérotation est à partir du sommet du bâtiment).



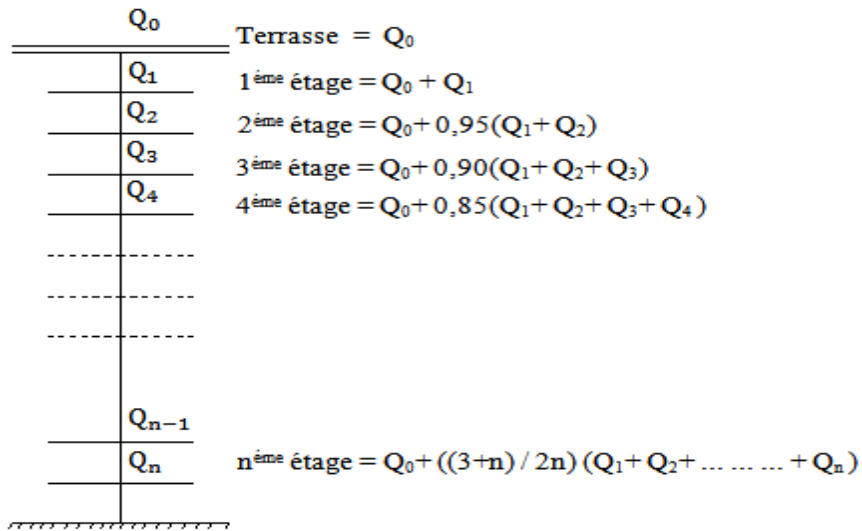


Figure II-8: Dégression des charges d'exploitation.

Tableau II.5 : Tableau de la dégression des charges d'exploitation.

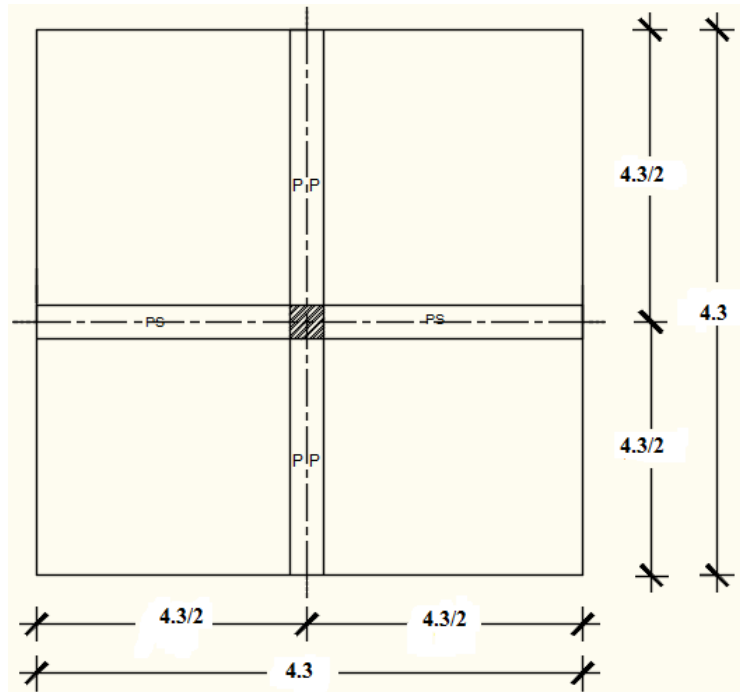
Niveau	Formule de calcul	Charge d'exploitation Q (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$Q_0$	1,00
Sous 8 <sup>°</sup> Etage	$Q_0 + Q$	2.5
Sous 7 <sup>°</sup> Etage	$Q_0 + 0.95 \times 2 \times Q$	3.85
Sous 6 <sup>°</sup> Etage	$Q_0 + 0.90 \times 3 \times Q$	5.05
Sous 5 <sup>°</sup> Etage	$Q_0 + 0.85 \times 4 \times Q$	6.10
Sous 4 <sup>°</sup> Etage	$Q_0 + 0.80 \times 5 \times Q$	7,00
Sous 3 <sup>°</sup> Etage	$Q_0 + 0.75 \times 6 \times Q$	7.75
Sous 2 <sup>°</sup> Etage	$Q_0 + 0.71 \times 7 \times Q$	8.50
Sous 1 <sup>°</sup> Etage	$Q_0 + 0.68 \times 8 \times Q$	9.16
Sous RDC	$Q_0 + 0.66 \times (8 \times Q \times Q_1)$	10.57

<b>Niveau</b>	<b>Charge G (KN/m<sup>2</sup>)</b>
Terrasse	7.21
Sous 8 <sup>°</sup> Etage	12.48
Sous 7 <sup>°</sup> Etage	17.75
Sous 6 <sup>°</sup> Etage	23.02
Sous 5 <sup>°</sup> Etage	28.29
Sous 4 <sup>°</sup> Etage	33.56
Sous 3 <sup>°</sup> Etage	38.83
Sous 2 <sup>°</sup> Etage	44.10
Sous 1 <sup>°</sup> Etage	49.37
Sous RDC	55.77

**Tableau II.6 :** Tableau récapitulatif des charges permanents.

**II.5.3 /- Calculs de la section du poteau : (exemple de calcul poteau de s/sol)**

**a) Détermination de la surface afférente :**



**Figure II - 9 :**Surface afférente au poteau le plus sollicité.

**La surface afférente :**

$$S_{\text{aff}} = (4,30/2 + 4,30/2) \times (4,30/2 + 4,30/2)$$

$$S_{\text{aff}} = 18,49\text{m}^2$$

**b) Poids total des poutres principales et secondaires**

- La longueur afférente de poutre principale :  $L_{\text{aff}}=4.30\text{m}$
- La longueur afférente de poutre secondaire :  $L_{\text{aff}}=4.30\text{m}$
- Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_p \text{ (poutre principale) : } 2500 \times 0,3 \times 0,4 = 300 \text{ daN/ml}$$

$$P_s \text{ (poutre secondaire) : } 2500 \times 0,3 \times 0,35 = 262,5 \text{ daN/ml}$$

**c) Effort normal ultime des poutres N<sub>up</sub> :**

$$N_{upp}=1.35 \times P_p \text{ (poutre principale)} \times L_{affpp}$$

$$N_{upp} = 1,35 \times 300 \times 4.30$$

$$N_{upp}= \mathbf{1741.5daN}$$

$$N_{ups}=1.35 \times P_s \text{ (poutre secondaire)} \times L_{affps}$$

$$N_{ups} = 1,35 \times 262.5 \times 4.30$$

$$N_{ups}= \mathbf{1523.8125 daN}$$

Avec : n nombre d'étage.

$$\text{Et : } P_t = N_{upp} + N_{ups} = \mathbf{3265.3125 daN}$$

$$N_{up} = P_t \times n = 3265.3125 \times 10 = \mathbf{32653.125 daN}$$

**d) Poids propre de plancher**

$$G \text{ cumulé} = 5577 \text{ daN/m}^2$$

$$Q \text{ cumulé} = 1057 \text{ daN/m}^2$$

$$N \text{ plancher} = (1.35 \times G \text{ cumulé} + 1.5 \times Q \text{ cumulé}) \times S \text{ aff}$$

$$N \text{ plancher} = [(1.35 \times 5577) + (1.5 \times 1057)] \times 18.49$$

$$\Rightarrow N \text{ plancher} = \mathbf{168526.1805 daN}$$

$$N_u = 1.15 \times P_u = 1.15 (N \text{ plancher} + N_{up}) = 1.15 (168526.1805 + 32653.125)$$

$$\Rightarrow N_u = \mathbf{231356.201325 daN. = 2313.56 KN.}$$

La section réduite du béton :

$$B_r \geq 0.6614 \times N_u$$

$$B_r \geq 0.6614 \times 2313,56 = \mathbf{1530,18 cm^2}$$

$B_r = (a-2) \times (b-2) \geq 1530.18 \text{ cm}^2$ . On suppose que la section du poteau est carrée :

$$a = b \geq \sqrt{B_r + 2} \Rightarrow a = b \geq \sqrt{1530,18+2} \Rightarrow a = b \geq 41,11 \text{ cm.}$$

Donc on choisit (50×50) cm<sup>2</sup> la section du poteau de sous-sol et on fait la vérification.

➤ **Vérification des conditions imposées par le RPA 99 (version 2003)**

• Vérification des dimensions :

1-  $\min(a, b) \geq 30 \text{ cm}$  en Zone III  $\Rightarrow \min(a,b) = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée

2-  $\min(a, b) \geq h_e / 20 \Rightarrow \min(a,b) = 50 \text{ cm} \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée

Avec :  $h_e =$  hauteur libre de l'étage = 3,06 m

3-  $1/4 \leq b/a \leq 4 \Rightarrow 1/4 \leq 1 \leq 4 \Rightarrow$  Condition vérifiée

➤ **Critère de flambement**

$\lambda = l_f / i$  (Article B 8.4.1 BAEL91) Avec :

$\lambda$  : L'élançement mécanique d'une pièce comprimée

$l_f$  : Longueur de flambement d'une pièce  $l_f = 0.7 \times l_0$  (Article B 8.3.31 BAEL91).

$l_0$  : Longueur libre d'un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de ses jonctions avec la fondation à la face supérieure du premier plancher (Article B.3.1 BAEL91).

$l_0 = 3.06 \text{ m}$

$i$  : Rayon de giration de la section droite du béton seul.

$$i = \left( \frac{I}{B} \right)^{1/2} ; \quad I : \text{Moment d'inertie}$$

$$I = \frac{a \cdot b^3}{12} ; \quad B : \text{Section du béton}$$

$\lambda = l_f / i \leq 35$

**Nous avons :**

$B = a \times b$

$a = b$

$I = (a \times a^3) / 12 \Rightarrow i = \sqrt{I / B} = a \sqrt{12}$

$\Rightarrow \lambda = (l_f \times \sqrt{12}) / a = (0.7 \times 306 \times \sqrt{12}) / 30 = 24.73$

$\Rightarrow \lambda = 24.73 \leq 35 \Rightarrow$  condition est vérifiée.

N	H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N <sub>supp</sub> [KN]	N <sub>planc</sub> [KN]	Nu [KN]	Br [cm <sup>2</sup> ]	a	choix
1	3,06	8 -ème étage	7,21	1	32,653	207,707	276,415	182,821	15,521	30
2	3,06	7 -ème étage	12,48	2,5	65,306	380,857	513,088	339,356	20,422	35
3	3,06	6 -ème étage	17,75	3,85	97,959	549,846	744,977	492,728	24,197	35
4	3,06	5 -ème étage	23,02	5,05	130,613	714,675	972,081	642,934	27,356	40
5	3,06	4 -ème étage	28,29	6,1	163,266	875,344	1194,401	789,977	30,107	40
6	3,06	3 -ème étage	33,56	7	195,919	1031,853	1411,937	933,855	32,559	45
7	3,06	2 -ème étage	38,83	7,75	228,572	1184,201	1624,689	1074,569	34,781	45
8	3,06	1er étage	44,1	8,5	261,225	1336,550	1837,441	1215,283	36,861	50
9	4,08	RDC	49,37	9,16	293,878	1486,402	2047,322	1354,099	38,798	50
10	3,06	Sous-Sol	55,77	10,57	326,531	1685,262	2313,562	1530,190	41,118	50

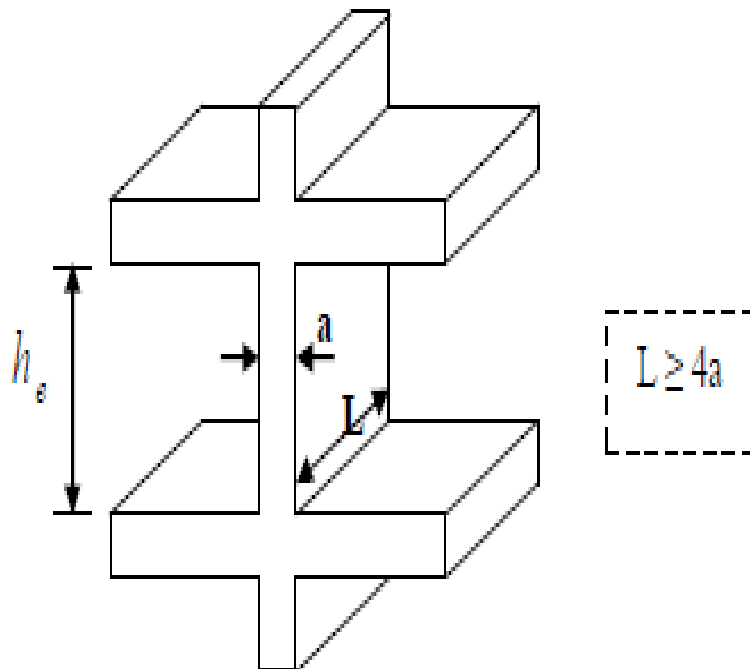
## II.6.PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

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

\_ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

\_ Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

D'après le **RPA.99**version 2003 article7.7.1 3 les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4a$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.



**Figure II – 10:** Coupe sur voile en élévation.

### Avec :

**L** : porté du voile.

**a** : épaisseur du voile.

➤ **Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003)**

- **Voiles de contreventement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \leq \frac{L}{4} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \\ e_{min} = 15cm. \end{array} \right.$$

Avec :

**L** : Largeur du voile correspondant à la portée minimale.

**e** : Epaisseur du voile.

Avec ; **h<sub>e</sub>** : Hauteur libre d'étage →  $h_e = h - h_p$ .

**h** : Hauteur d'étage

**h<sub>d</sub>** : Hauteur de la poutre secondaire.

$$e \leq \frac{L}{4} = \frac{100}{4} = 25cm.$$

$$h_e = h - h_d = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

**Avec :**

**h<sub>e</sub>** : Hauteur libre d'étage.

$$a \geq \frac{271}{20} = 13.55 \text{ cm}$$

On adopte un voile de contreventement d'épaisseur :

**e = 15 cm.**

- **Voile périphériques et d'ascenseur :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{min} = 15cm. \\ e \geq \frac{h_e}{25} \end{array} \right.$$

$$e \geq \frac{271}{25} = 10.84$$

On prendra : **e = 15cm.**



# CHAPITRE III

## CHAPITRE III

### ETUDE DES PLANCHERS

#### III.1.INTRODUCTION :

Les planchers sont des parties horizontales de la construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur, ils limitent les différents niveaux d'un bâtiment et ont pour fonctions :

- Isolation thermique et acoustique ;
- Supporter la totalité des charges permanentes et d'exploitation.
- Reprise des efforts horizontaux.

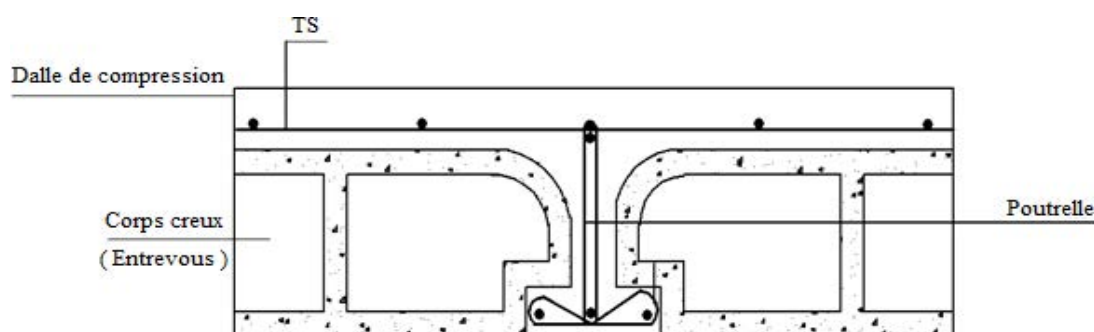
Dans notre construction, on peut distinguer deux types des planchers :

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

#### III.2. PLANCHER CORPS CREUX :

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

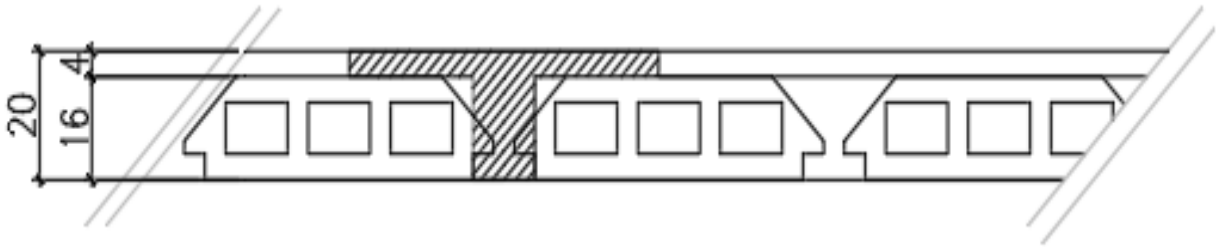
- L'élément résistant (porteur) : poutrelle (solive) comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- L'élément de remplissage (coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges. (**Fig. III.1**).



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

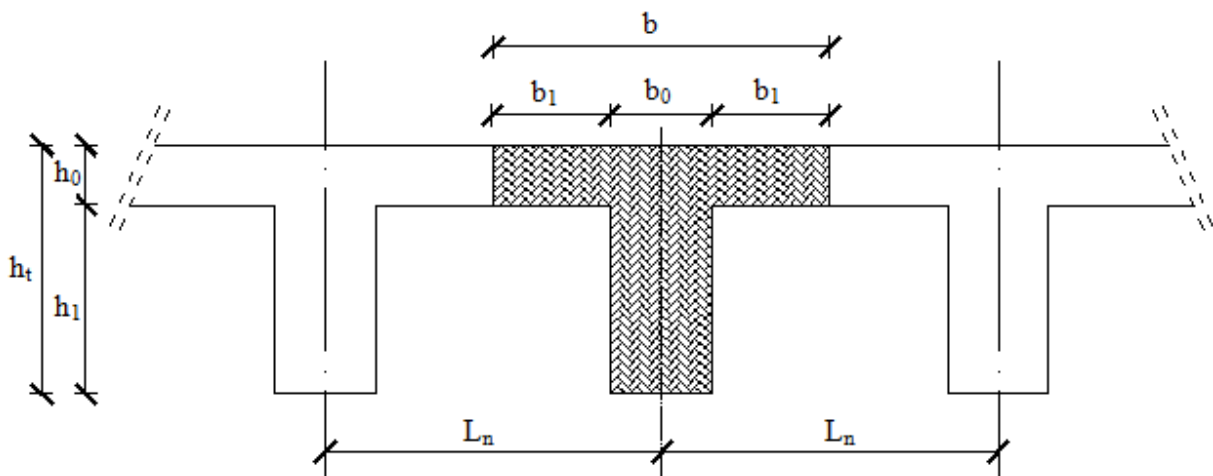
### III.2.1 / - Détermination des dimensions des poutrelles :

Le plancher qu'on va étudier est composé de corps creux de 16 cm d'épaisseur et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.



**Figure III-2 :** schéma réel d'un plancher à corps creux.

Les poutrelles travaillent comme une section en T :



**Figure III-3 :** Dimensions des poutrelles.

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

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

Avec :

**Ln** : la distance entre axes des nervures ( $Ln = 60\text{cm}$ ) [DTRB.C.2.2/Annexe C3] ;

**L** : la portée maximale entre nus d'appuis ( $L = 430\text{ cm}$ ) ;

**h<sub>0</sub>** : la hauteur maximal de la dalle de compression ( $h_0 = 4\text{ cm}$ ) ;

**b<sub>0</sub>** : l'épaisseur de la nervure ( $b_0 = 12\text{cm}$ ).

Donc :

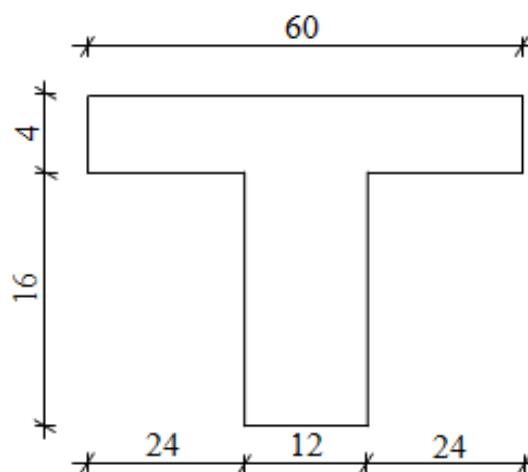
$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 24\text{ cm} \\ b_1 \leq 43\text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{array} \right.$$

$$b_1 = \min(24 ; 32 ; 43) = 24\text{cm.}$$

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

Donc La largeur de la dalle de compression est :

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 24) + 12 = \mathbf{60\text{ cm}}$$



**Figure III - 4:** Schéma d'une poutrelle.

### III.2.2 /- Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note :  $A_{\perp}$  ;
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note :  $A_{//}$ .

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

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

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

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

On adopte pour le ferrailage un treillis soudés dans le diamètre  $\Phi t \leq 6 \text{ mm}$  d'où sa nuance d'acier sera ( $f_e = 520 \text{ MPa}$ ).

#### **a- Armatures perpendiculaires aux nervures :**

Dans notre plancher, on a :  $L_n = 60\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4.L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} = \mathbf{0.46 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

#### **Choix des armatures :**

$$5 \Phi 6 \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Phi 6 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

#### **b- Armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### **Choix des armatures :**

$$5\Phi 6 \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Phi 6 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

- Le treillis soudé adopté est : **TS  $\Phi 6$  (200×200)  $\text{mm}^2$ .**

**III.2.3 /- Etude des poutrelles :****III.2.3.1/- Méthode de calcul :**

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

- La méthode forfaitaire (plancher à charges d'exploitation modérées) ;
- La méthode de Caquot (plancher à forte surcharge).

**III.2.3.2 /- Choix de la méthode de calcul :****- Conditions d'application de la méthode forfaitaire : (plancher à charges d'exploitation Modérées).**

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

1. La charge d'exploitation doit vérifier :  $Q \leq \max (2 \times G ; 5) [KN/m^2]$ ;
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$(0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25)$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

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

1.  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$  pour le plancher de terrasse

Donc  $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \max (2G ; 5) [KN/m^2]$  C.V.

2. Les moments d'inerties est constant C.V.

3.  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{400}{400} = 1 \leq 1.25$  C.V.

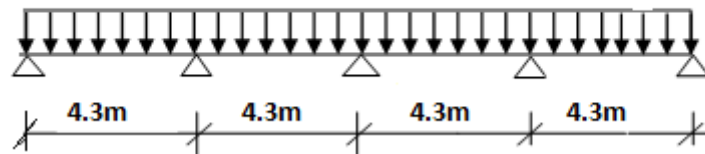
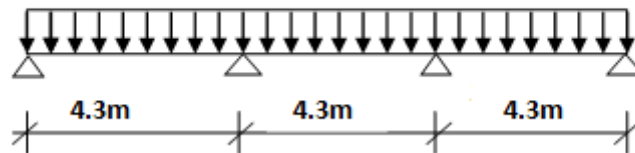
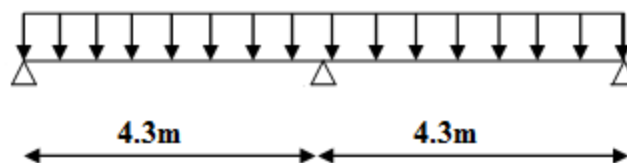
4. La fissuration est peu nuisible C.V.

Etat limite ultime :  $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$

Etat limite de service :  $q_s = (G+Q) \times b$

**❖ Types de poutrelles :**

Dans notre structure, nous avons 03 types des poutrelles :

**Type 01 :****Type 02 :****Type 03 :**

**Tableau III.1 :** Evaluation des charges.

Charges Niveau	Destinations	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_u=1,35G+1,5Q$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_{ser}=G+Q$ [KN/m <sup>2</sup> ]	Bande (b) [m]	$\bar{q}_u=q_u \times b$ [KN/m <sub>L</sub> ]	$\bar{q}_s=q_{ser} \times b$ [KN/m <sub>L</sub> ]
Plancher terrasse	Inaccessible	7.21	1	11.23	8.21	0,6	6.73	4.92
1 <sup>ère</sup> → 8 <sup>ème</sup> étage	Habitation	5.27	1.5	9.36	6.77	0,6	5.16	4.06

**Tableau III.2:** Méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations

Types	Méthode utilisée	Observation
1	Forfaitaire	Conditions vérifiées
2	Forfaitaire	Conditions vérifiées
3	Forfaitaire	Conditions vérifiées

**- Application de la méthode forfaitaire :**

$\alpha$  : le rapport des charges d'exploitations (QB), à la somme des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation en valeur non pondérées :

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

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante, de même portée que la travée considérée est soumise aux même charges et surcharges.

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

$M_w$  et  $M_e$ : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et de droite (e) dans la travée considérée.

$M_t$  : le moment maximal en travée considérée, les valeurs de  $M_t$  doivent vérifiées les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + ((M_w + M_e) / 2) \geq \max [ (1 + 0.3\alpha); 1.05] M_0 \\ M_t \geq ((1,2 + 0.3 \alpha) / 2) M_0 \text{ (Dans le cas d'une travée de rive).} \end{array} \right.$$



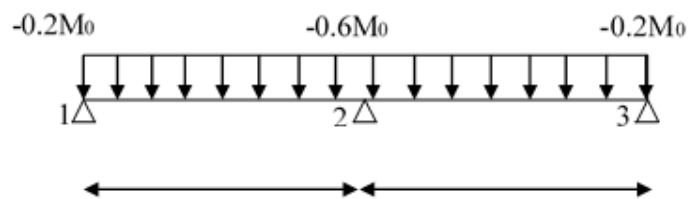
$M_t = \max M_t \geq ((1 + 0.3\alpha)/2) M_0$  (Dans le cas d'une travée intermédiaire).

$M_w$  : Le moment en appuis de gauche.

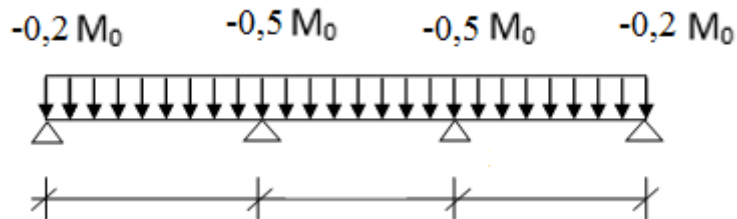
$M_e$  : Le moment en appuis de droite.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale

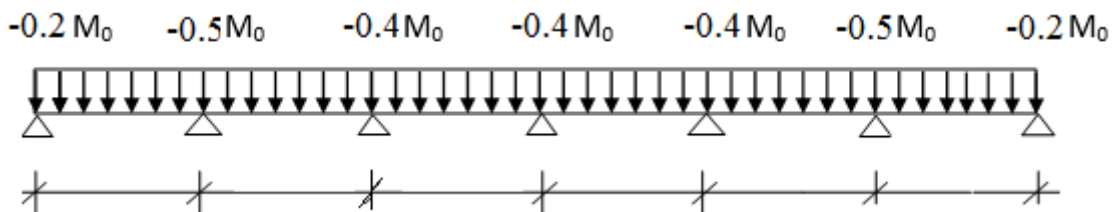
-  $0.6M_0$ .....Pour une poutre à deux travées.



-  $0.5M_0$ .....Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus deux travées.

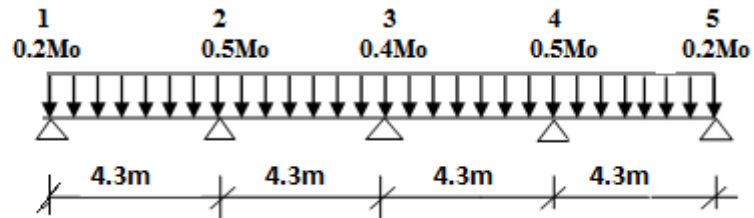


-  $0.4M_0$ .....Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



**III.2.5.1 Moment fléchissant en appuis (terrasse type 1) :**

Moment de la travée considéré supposé simplement appuyée(terrasse) :



➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{u0} = (q_u \times l^2) / 8 = (11.23 \times 4.3^2) / 8 = 25,95 \text{KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{s0} = (q_s \times l^2) / 8 = (8.21 \times 4.3^2) / 8 = 18,97 \text{KN.m}$$

**III.2.5.2 Moment fléchissant en appuis :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

Appuis de rives (1 et 5) :

$$M_{ua1-5} = -0.2 \times M_{u0} = -0,2 \times 25.95 = -5.19 \text{KN.m}$$

Appuis (2 et 4) :

$$M_{ua2-4} = -0.5 \times M_{u0} = -0,5 \times 25.95 = -12.97 \text{KN.m}$$

Appuis (3) :

$$M_{ua3} = -0.4 \times M_{u0} = -0,4 \times 25.95 = -10.38 \text{KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

Appuis de rives (1 et 5) :

$$M_{sa1-5} = -0.2 \times M_{s0} = -0,2 \times 18.97 = -3.79 \text{KN.m}$$

Appuis (2 et 4) :

$$M_{sa2-4} = -0.5 \times M_{s0} = -0,5 \times 18.97 = -9.48 \text{KN.m}$$

Appuis (3) :

$$M_{sa3} = -0.4 \times M_{s0} = -0,4 \times 18.97 = -7.58 \text{KN.m}$$

**III.2.5.3 Moment fléchissant en travée :**

$$(0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}) = \alpha = \frac{q}{G+q} = 0.12$$

$$(0 \leq 0.12 \leq \frac{2}{3}) \text{ (condition vérifiée).}$$

**Travées de rives (1-2) et (4-5) :**➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

- $M_t + ((M_w + M_e) / 2) \geq \max [(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0$
- $M_t \geq ((1,2+0.3 \alpha) / 2) M_0$  (Dans le cas d'une travée de rive).

$$M_t + ((M_{ua1} + M_{ua2}) / 2) \geq \max [(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0$$

$$M_t \geq ((1,2+0.3* 0.12) / 2) M_{u0}$$

$$M_t + ((0.2M_0+0.5M_0) / 2) \geq \max [(1 + 0.3*0.12); 1.05]M_0$$

$$M_t \geq ((1,2+0.3* 0.12) / 2) M_0$$

$$M_t + 0.35M_0 \geq 1,05 M_0 \rightarrow M_t \geq 0,70 M_0.$$

$$M_t \geq 0.62 M_0$$

$$\text{Donc on prend } M_t = 0,70M_0 \rightarrow M_{tu} = 0,70 \times 25.95$$

$$\mathbf{M_{tu} = 18.16KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

- $M_t + ((M_w + M_e) / 2) \geq \max [(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0$
- $M_t \geq ((1,2+0.3 \alpha) / 2) M_0$  (Dans le cas d'une travée de rive).

$$M_t + ((M_{sa1} + M_{sa2}) / 2) \geq \max [(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_{0s}$$

$$M_t \geq ((1,2+0.3* 0.12) / 2) M_{u0s}$$

$$M_t + ((0.2M_{0s}+0.5M_{0s}) / 2) \geq \max [(1 + 0.3*0.12); 1.05]M_{0s}$$

$$M_t \geq ((1,2+0.3* 0.12) / 2) M_{0s}$$

$$M_t + 0.35M_{0s} \geq 1,05 M_{0s} \rightarrow M_t \geq 0,70 M_{0s}.$$

$$M_t \geq 0.62 M_{0s}$$

$$\text{Donc on prend } M_t = 0,70M_{s0} \rightarrow M_t = 0,70 \times 18.97$$

$$\mathbf{M_t = 13.28KN.m}$$

**Travées intermédiaire (2-3) et (3-4) :**➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

- $M_t + ((M_w + M_e) / 2) \geq \max [(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0$
- $M_t \geq ((1+0.3 \alpha) / 2) M_0$  (Dans le cas d'une travée intermédiaire).

$$M_t + ((M_{ua2} + M_{ua3}) / 2) \geq \max [(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0$$

$$M_t \geq ((1+0.3* 0.12) / 2) M_{u0}$$

$$M_t + ((0.5M_0+0.4M_0) / 2) \geq \max [(1 + 0.3*0.12); 1.05]M_0$$

$$M_t \geq ((1+0.3* 0.12) / 2) M_0$$

$$M_t + 0.45M_0 \geq 1,05 M_0 \rightarrow M_t \geq 0,6 M_0.$$

$$M_t \geq 0.52 M_0$$

$$\text{Donc on prend } M_t = 0,60M_0 \rightarrow M_t = 0,60 \times 25.95$$

$$\mathbf{M_t = 15.57 KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

- $M_t + ((M_w + M_e) / 2) \geq \max [(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0$
- $M_t \geq ((1,2+0.3 \alpha) / 2) M_0$  (Dans le cas d'une travée de rive).

$$M_t + ((M_{sa2} + M_{sa3}) / 2) \geq \max [(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_{0s}$$

$$M_t \geq ((1+0.3* 0.12) / 2) M_{s0}$$

$$M_t + ((0.5M_{0s}+0.4M_{0s}) / 2) \geq \max [(1 + 0.3*0.12); 1.05]M_{0s}$$

$$M_t \geq ((1+0.3* 0.12) / 2) M_{0s}$$

$$M_t + 0.45M_{0s} \geq 1,05 M_{0s} \rightarrow M_t \geq 0,6 M_{0s}.$$

$$M_t \geq 0.52 M_{0s}$$

$$\text{Donc on prend } M_t = 0,60M_{s0} \rightarrow M_t = 0,60 \times 18.97$$

$$\mathbf{M_{ts} = 11.38 KN.m}$$

**III.2.4/-Détermination des efforts internes :****Tableau III.3:** Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles• **ETAGE**

Types	Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
1	-9.37	-4.69	13.42	8.57	12.08
2	-6.49	-4.69	9.30	6.72	12.08
3	-7.79	-5.63	8.65	10.09	12.08

• **TERRASSE**

Types	Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
1	-9.37	-7.78	13.11	8.46	14.49
2	-7.78	-5.69	10.90	7.96	14.49

**Tableau III.4 :** Les valeurs des efforts maximums

Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
-9.37	-5.69	13.42	10.09	14.49

**III.2.5/-Ferrailage des poutrelles :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

**A.En travée :**

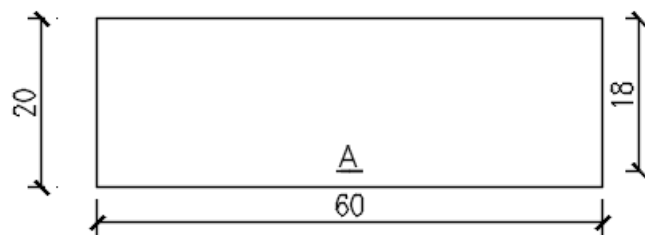
$$M_t^u = 13.42 \text{ KN.m}$$

**- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_T = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) \Rightarrow M_T = 54528 \text{ N.m} = 54.528 \text{ KN.m}$$

$M_T = 54.528 \text{ KN.m} > M_{tu} = 13.42 \text{ KN.m} \rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc ; la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$ .



**Figure III-5 :** section de calcul en travée.

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13420}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0.048$$

$$\mu = 0,048 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,063$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,745$$

• Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13420}{348 \times 0,745 \times 18} = 2.87 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 2,87 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 3T12  $\longrightarrow$   $A_t = 3,39 \text{ cm}^2$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{\text{ser}} = 10,09 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times b_0^2}{2} - 15A(d - d_0) = \frac{60 \times 12^2}{2} - 15 \times 2,87(18 - 4) = 3717,3 > 0$$

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

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

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{1342}{1009} = 1,33$$

$$\alpha = 0,033 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,32-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

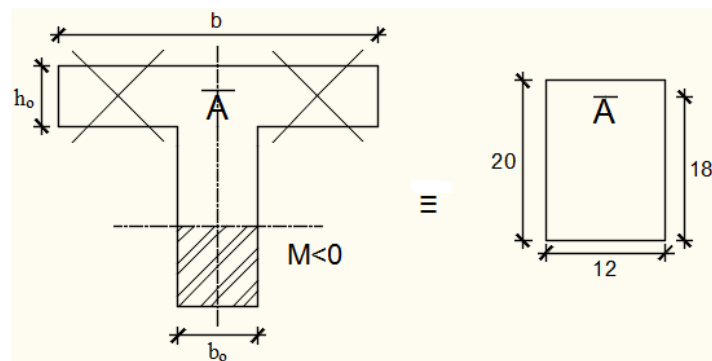
$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

**b. En appui :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -9.37 \text{ KN.m}$$

$M_a^u < 0 \Rightarrow$  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  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$ .



**Figure III-6** : Section de calcul en appuis.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9370}{14,2 \times 12 \times 18^2} = 0,169$$

$$\mu = 0,169 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,232$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,906$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9370}{348 \times 0,906 \times 18} = 1,65 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$



$$A_a = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 1.65 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 1T16  $\longrightarrow$   $A_a = 2.01 \text{ cm}^2$
- Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{\text{ser}} = -5.69 \text{ KN.m}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{937}{569} = 1,64$$

$$\alpha = 0,238 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,64-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

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

### III.2.6/- Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{\text{max}} = 14.49 \text{ KN} = 14490 \text{ N}$$

**a-Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

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

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

$$T_u^{\text{max}} = 14490 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

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

**b- Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

?

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right] [\text{CBA93/A. 5. 1. 3. 2. 1}].$$

$$A_{\text{inf}} = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 14490 + \frac{937}{0,9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0,29 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b_0 \times d} = \frac{14490}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,67 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

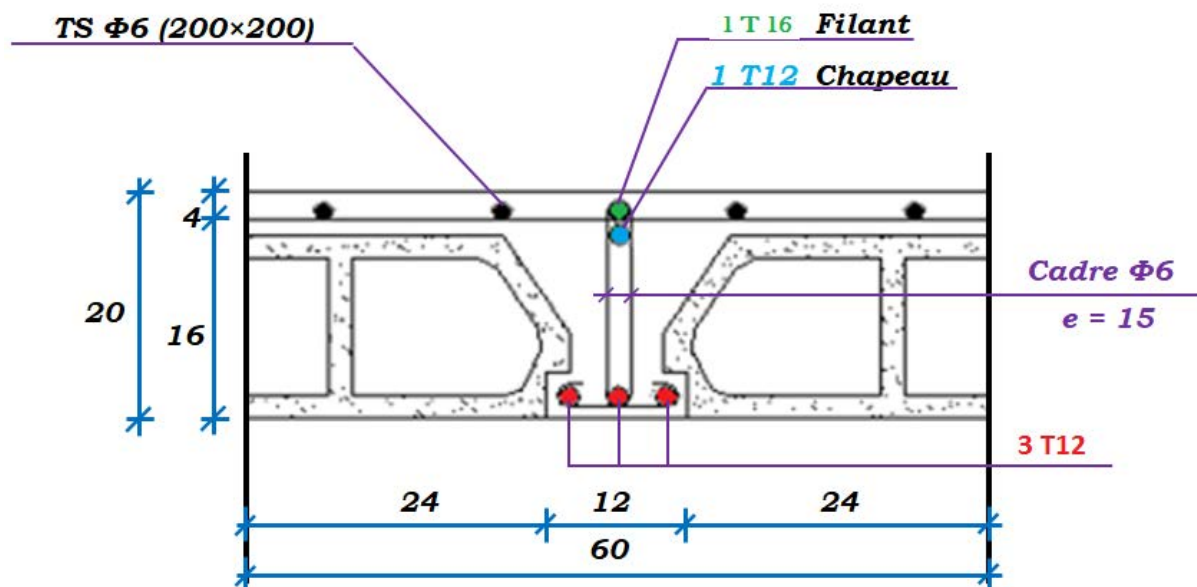
**d- Section des armatures transversales A t :**

- Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1,2 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

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



**Figure III-7:** Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

- L'espace des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,80 - 0,3 \times 2,1)} = 22,3 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(16,2; 40) = 16,2 \text{ cm} [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,91 \text{ cm} [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 2}].$$

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

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

### III.2.7/-Vérification de la flèche :

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S [C.B.A 93 B 6.5.2. Annexe D]

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \geq \frac{20}{430} = 0,046 < 0,0625 \text{ Avec } l = 4,30 \text{ m (la plus grande portée)}$$

→ (Condition non vérifiée).

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^s}{M_0^s} \right) = \frac{1}{10} \times \left( \frac{10090}{5690} \right) = 0,177$$

Avec  $M_t^s$ : le moment max en travée → (Condition vérifiée).

$$\frac{A_s^t}{b_0 \times d} = \frac{3,14}{12 \times 18} = 0,015 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,018 \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}.$$

### Conclusion :

Une des trois conditions n'est pas vérifiée ⇒ Le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que :  $\Delta ft = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta ft_{max}$

$f_{gv}, f_{gi}$ : Les flèches dus à la charge g ;

$f_{ji}$  : La flèche dus à la charge j ;

$f_{pi}$ : La flèche dus à la charge totale p ;

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

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 7.21 = \mathbf{432.6 \text{ daN/ml}}$$

**j = g**: charge permanente avant mise en place des cloisons ;

$$j = g = \mathbf{432.6 \text{ daN/ml}}$$

**p** : charge totale ;  $p = (G + Q) \times 0,6 = (721 + 100) \times 0,6 = \mathbf{492.6 \text{ daN/m}}$

**a) Calcul des moments fléchissant :**

$$M_g = 0.8 \times g \frac{L^2}{8} = 0.8 \times 432.6 \frac{4.3^2}{8} = 799.87 \text{ daN/m}$$

$$M_p = 0.8 \times p \frac{L^2}{8} = 0.8 \times 492.6 \frac{4.3^2}{8} = 910.81 \text{ daN/m}$$

$$M_j = 0.8 \times j \frac{L^2}{8} = 0.8 \times 432.6 \frac{4.3^2}{8} = 799.87 \text{ daN/m}$$

**b) Calcul du module de déformation longitudinale :**

Module de déformation longitudinale instantanée :  $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$

Module de déformation longitudinale différée :  $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$

**c) Calcul des moments d'inertie fictifs :**

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

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

• **Coordonnées du centre de gravité :**

$$v_1 = \frac{h_0 \times b \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$

$$v_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 16 \times 12 + 15 \times 3.14 \times 18}{60 \times 4 + 12 \times 16 + 15 \times 3.14}$$

$$v_1 = 7,58 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 7,58 = 12,42 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \frac{v_1^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(v_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times \frac{v_2^3}{3} + n \times A(d - v_1)^2$$

$$I_0 = 20753.67 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

$\sigma_s$ : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{3.14}{12 \times 18} = 1,45 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,856$$

$\rho$ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{7998.7}{3.14 \times 0,856 \times 18} = \mathbf{165.32 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{9108.1}{3.14 \times 0,856 \times 18} = \mathbf{188.25 \text{ MPa}}$$

**e) Calcul de:  $\mu_g$ ;  $\mu_j$  et  $\mu_p$  :**

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

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01453 \times 165.32 + 2,1} \Rightarrow \mu_j = \mu_g = \mathbf{0,96}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01453 \times 188.25 + 2,1} \Rightarrow \mu_p = \mathbf{0,72}$$

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

Avec

$I_f$ : Moment d'inertie fictif.

$\lambda_i$ : Pour les déformations instantanées.

$\lambda_v$ : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,01453} = 2,77$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,01453} = 1,11$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 20753,67}{1 + 2,77 \times 0,96} = 6238,80 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 20753,67}{1 + 1,11 \times 0,96} = 11052,01 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 20753,67}{1 + 2,77 \times 0,72} = 7623,91 \text{ cm}^4$$

**f) Calcul des flèches partielles :**

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{7998,7 \times 4,3^2 \times 10^4}{10 \times 10818,87 \times 11052,01} = 0,41 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{7998,7 \times 4,3^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 6238,80} = 0,37 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{9108,1 \times 4,3^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 7623,91} = 0,68 \text{ cm}$$

**g) La flèche totale :**

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0,41 - 0,37) + (0,68 - 0,37)$$

$$\Delta_{ft} = 0,35 \text{ cm}$$

**h) La flèche admissible :**

$$l = 4,30 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta_{ft\max} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0,35 \text{ cm} < \Delta_{ft\max} = 0,86 \text{ cm}$$

**La flèche est vérifiée.**

Après les calculs et la vérification, les armatures adoptées sont regroupées dans le tableau suivant :

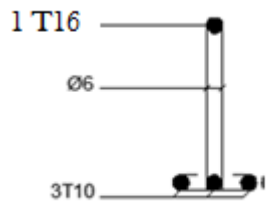
			Armature longitudinal		Choix d'armatures	Armature transversal		Disposition des Armatures
			M [N.m]	A <sub>t</sub> [cm <sup>2</sup> ]		T [N/m]	A <sub>t</sub> [cm <sup>2</sup> ]	
Plancher courant	En travée	ELU	13420	2.87	3T12 <i>A<sub>t</sub> = 3.14 cm<sup>2</sup></i>	12080	2Φ6 <i>A<sub>t</sub> = 0,57 cm<sup>2</sup></i>	
		ELS	8570	Vérifiée				
	En appuis	ELU	- 9370	1.87	1T16 <i>A<sub>a</sub> = 2.01 cm<sup>2</sup></i>			
		ELS	- 5630	Vérifiée				
Plancher terrasse	En travée	ELU	13110	1,57	3T12 <i>A<sub>t</sub> = 3.14 cm<sup>2</sup></i>	14490	2Φ6 <i>A<sub>t</sub> = 0,57 cm<sup>2</sup></i>	
		ELS	8460	Vérifiée				
	En appuis	ELU	- 9370	1.04	1T16 <i>A<sub>a</sub> = 1,54 cm<sup>2</sup></i>			
		ELS	- 5690	Vérifiée				

Tableau III.5: Tableau de ferrailage de la poutrelle.

### III.3. PLANCHER DALLE PLEINE :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée  $l_y$ , petite portée  $l_x$ , épaisseur  $h_d$ ) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour).

#### Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

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

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

Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

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

#### ✓ Constatations :

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme
- Chaque bande dans un sens et soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens ;

Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus.

#### Conclusion :

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

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

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



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

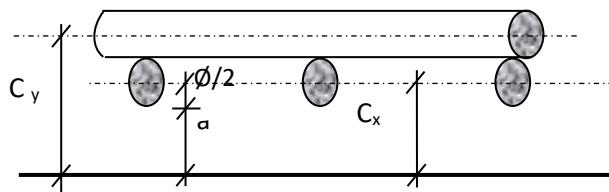
$$\phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1.6\text{cm}$$

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

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

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

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



**Fig.III.8 : Enrobage**

**Les hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14.5\text{cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13.5\text{cm}$$

**III.4.2.Évaluation des charges et combinaisons fondamentales :**

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

$$\begin{cases} G = 5.20\text{KN/m}^2, \\ Q = 2.5\text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

• **Combinaison fondamentale :**

État limite ultime (E .L.U) :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35 \times 5.20 + 1.5 \times 2.5 = 10.77\text{KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1.00 = 10.77 \text{ kN/m}_1.$$

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

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

$$q_{\text{ser}} = 5.20 + 2.50 = 7.70 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{\text{ser}} = \bar{q}_{\text{ser}} \times 1.00 = 7.70 \text{ KN/m}_1.$$

• **Détermination du sens du comportement de la dalle :**

$$L_x = 4.30 \text{ m} ; L_y = 4.30 \text{ m}.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.30}{4.30} = 1 > 0,4$$

→ la dalle porte suivant deux sens.

• **Calcul des sollicitations :**

➤ **État limite ultime (E.L.U) :**

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

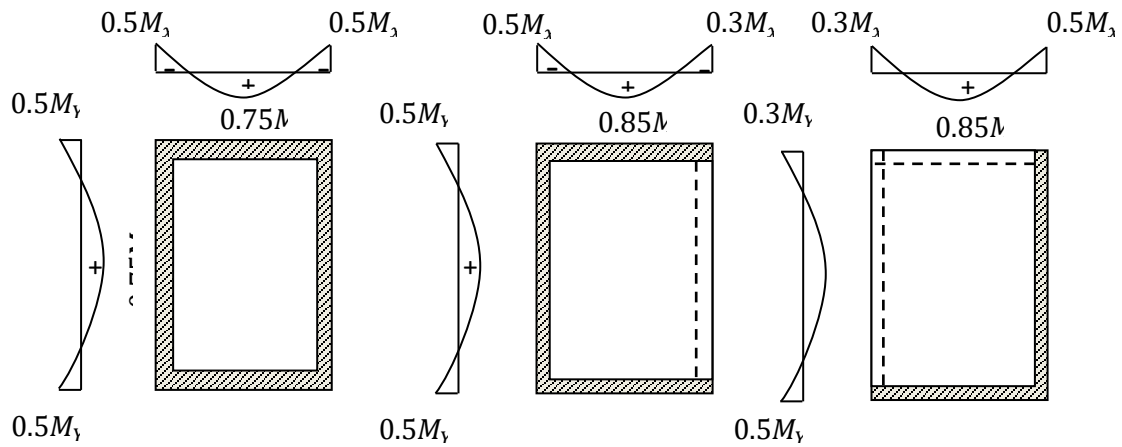
➤ **État limite de service (E.L.S) :**

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

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho, \nu)$$

Avec : Coefficient de poisson :

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



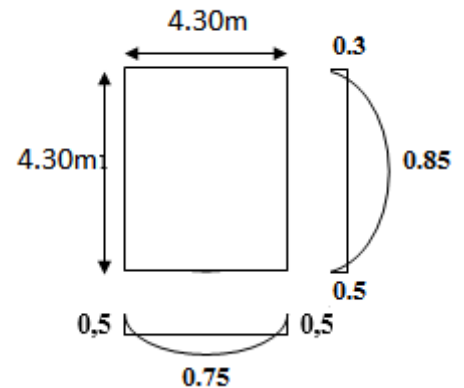
**Fig.III.9 :** Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.

• **Calcul des moments fléchissant :**

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

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

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times ql_x^2 \text{ « sens } l_x \text{ » (bande parallèle à } l_x) \\ M_y = \mu_y \times M_x \text{ « sens } l_y \text{ » (bande parallèle à } l_y) \end{cases}$$



**Tableau.III.6:** Valeur approchée des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$

Calculs	$\mu_x$	$\mu_y$
à l'E.L. U	0.0368	1.000
à l'E.L. S	0,0441	1.000

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_{xu} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0368 \times 10.77 \times 4.30^2 = 7.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yu} = \mu_y \times M_{xu} = 1.000 \times 10.77 = 10.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

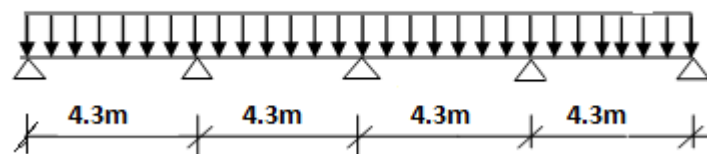
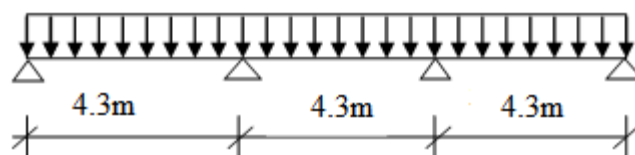
$$M_{xs} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0441 \times 7.70 \times 4.30^2 = 6.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ys} = \mu_y \times M_{xs} = 1.000 \times 7.70 = 7.70 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

● **Remarque :**

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

les cas des panneaux possible :

**type 1 :****type 2 :**

Etude type 01 :

Suivant Ix :

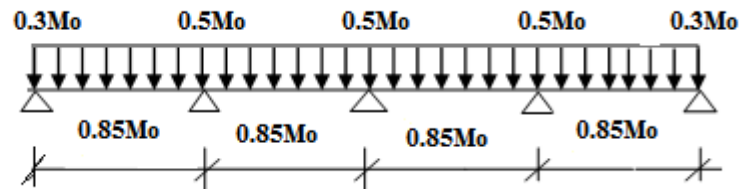


Fig. III.10: Schéma représentatif le panneau le plus sollicitée - dans le sens X-X.

Suivant Iy :

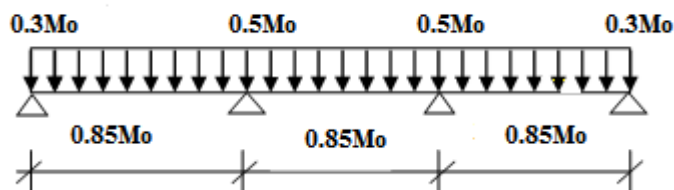


Fig. III.14 : Schéma représentatif le panneau le plus sollicitée - dans le sens Y-Y.

❖ ELU :

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 7.32 = 6.22 \text{KN.m} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 10.77 = 9.15 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai1} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 7.32 = 3.66 \text{KN.m} \\ M_{ar} = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 10.77 = 3.23 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai2} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 7.32 = 3.66 \text{KN.m} \\ M_{ai} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 10.77 = 5.38 \text{KN.m} \end{cases}$$

❖ ELS :

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 6.27 = 5.32 \text{KN.m} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 7.70 = 6.54 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai1} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 6.27 = 3.13 \text{KN.m} \\ M_{ar} = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 7.70 = 2.31 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Tableau.III.7:** Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

Moments \ Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Combinaison	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$M_a$ (KN .m)	3.66	3.13	5.38	3.85
$M_t$ (KN .m)	6.22	5.32	9.15	6.54

**III.4.3. Calcul du ferrailage de la dalle pleine :****Sens ( X-X ) :****a) En travée :**➤ **ELU :****Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6220}{14.2 \times (14.4)^2 \times 100} = 0.021$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0.021 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.027 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0.989$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{6220}{348 \times 0.989 \times 14.4} = 1.25 \text{ cm}^2 / m_L$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

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

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 14.4 = 1,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(1.10; 1,15) \Rightarrow A = 1.15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{T}10 / \text{ml} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **ELS :**

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 5.32 \text{ KN.m}$$

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

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{\text{ser}}} = \frac{6220}{5320} = 1.17$$

$$\frac{1.17-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.39 > \alpha = 0.03$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 14.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

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

**b) En appuis :**

➤ **ELU :**

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

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3660}{14.2 \times (14.4)^2 \times 100} = 0.012$$

$$\mu = 0.012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 s > 1000 \varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.015$$

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

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3660}{348 \times 0.993 \times 14,4} = 0.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

✓ **Condition de non fragilité :**

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 14,4 = 1,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(0.73; 1,15) = 1,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Choix des armatures :**

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{ax} = 3.13 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{3660}{3130} = 1.17$$

$$\frac{1.17 - 1}{2} + \frac{30}{100} = 0.39 > \alpha = 0.021$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 14.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.



**Sens (Y-Y) :**

**a) En travée :**

➤ **ELU :**

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

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9150}{14.2 \times (14.4)^2 \times 100} = 0.031$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0.031 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.040 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0.984$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{9150}{348 \times 0.984 \times 14.4} = 1.85 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

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

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 14.4 = 1,15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(1.85; 1,15) \Rightarrow A = 1.85 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

• **Choix des armatures :**

$$4\text{T10} / \text{ml} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **ELS :**

$$M_{ty}^s = 6.54 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans

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

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{9150}{6540} = 1.39$$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.26 > \alpha = 0,49$$

• **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15MPa \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

**b) En appui :**

➤ **ELU :**  $M_{ty}^u = 5.38KN.m$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{5380}{14.2 \times 100 \times (14.4)^2} = 0.018$$

$$\mu = 0,018 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

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

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,990$$

- Détermination des armatures :

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{5380}{348 \times 0,990 \times 14.4} = 1.08 \text{ cm}^2/ml$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 14.4 = 1,15 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_t = \max(1.08; 1,15) = 1,15 \text{ cm}^2/ml$$

- Choix des armatures :

$$(4T10)/ml \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/ml.$$

➤ **ELS :**  $M_{ay}^s = 3.85 \text{ KN.m}$

Flexion simple

Section rectangulaire sans  $A'$

Acier FeE400

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{5380}{3850} = 1.39$$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.49 > \alpha = 0,0089$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $\sigma_s$ ).

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } \sigma_s \text{).} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

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

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

Avec :

$\tau_u$ : contrainte tangente

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

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

➤ **Calcul de  $T_u^{\max}$ :**

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

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

**Plancher haut sous-sol :**

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{10.77 \times 4,30}{2} \times \frac{(4.30)^4}{(4.30)^4 + (4.30)^4} = 11.57 \text{ KN}$$

Donc :  $T_u^{\max} = 11.57 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d_x} = \frac{11570}{100 \times 14.4 \times 100} = 0.080$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.05f_{c28}, 5\text{MPa}) = 1.5\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.080\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5\text{MPa}$  }  $\Rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires  
 Il n'ya pas reprise de bétonnage

### III.4.5. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas *nécessaire*.

$$\frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{tx}^s}{20 \times M_x}$$

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

On fait la vérification pour le panneau le plus défavorable :

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{16}{430} = 0.037$$

$$\frac{M_{tx}^s}{20 \times M_x^s} = \frac{4700}{20 \times 6270} = 0.037$$

$$\text{Donc : } \frac{h_d}{l_x} < \frac{M_{tx}^s}{20 \times M_x^s}$$

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

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

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

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

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

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

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

avec:

$\Delta f_t$ : la flèche totale.

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

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

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

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

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

$L$  : la portée du panneau le plus défavorable.

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

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

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

$I_f^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$  : Le moment d'inertie, fictif pour les déformations instantanées

$I_f^v = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$  : Le moment d'inertie, fictif pour les déformations différées

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

#### ▪ Calcul de la flèche :

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta f_{t_{max}}$$

#### - Calcul des charges :

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

$$g = 656 \times 1.00 = 656 \text{ dan/ml}$$

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

$$j = (g-75) \times 1.00 = (656-75) \times 1.00 = 581 \text{ dan/ml}$$

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

$$P = (656 + 500) \times 1.00 = 1156 \text{ daN/ml}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_{tg}^S = 0.85 \times M_{tx}^g = 0.85 \times \mu_x \times g \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0441 \times 656 \times (4.30)^2 = 454.67 \text{ daN.m}$$

$$M_{tj}^S = 0.85 \times M_{tx}^j = 0.85 \times \mu_x \times j \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0441 \times 581 \times (4.30)^2 = 402.69 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp}^S = 0.85 \times M_{tx}^p = 0.85 \times \mu_x \times p \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0441 \times 1156 \times (4.30)^2 = 801.22 \text{ daN.m}$$

- **Modules de déformations longitudinaux :**

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ Mpa.}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ Mpa.}$$

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

$I_0$ : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

- **Coordonnées du centre de gravité:**

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

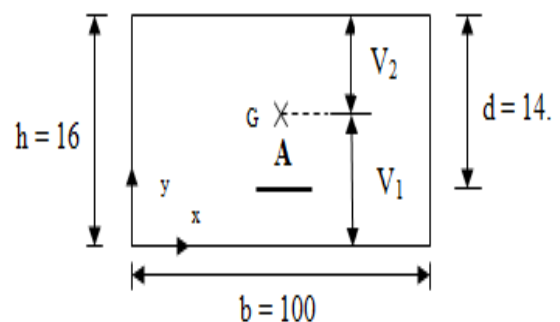
$$V_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 3.14 \times 14.4}{100 \times 16 + 15 \times 3.14}$$

$$V_1 = 9.81 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 6.19 \text{ cm.}$$

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



**Fig.III.13:** Coordonnées du centre de gravité

$$I_0 = \frac{100 \cdot 9.81^3}{3} + \frac{100 \cdot 6.19^3}{3} + 15 + 3.14 \times (6.19 - 1.6)^2$$

$$I_0 = 39456.24 \text{ cm}^4$$

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

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

D'après le tableau :  $\beta = 0.926$ .

$$\sigma_s^g = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{4546.7 \cdot 10^3}{3.14 \cdot 10^2 \times 0.926 \times 14.4 \cdot 10} = 108.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ti}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{4026.9 \cdot 10^3}{3.14 \cdot 10^2 \times 0.926 \times 14.4 \cdot 10} = 96.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{8012.2 \cdot 10^3}{3.14 \cdot 10^2 \times 0.926 \times 14.4 \cdot 10} = 191.35 \text{ MPa}$$

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

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

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.00218 \cdot 108.6} = 4.02.$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.00218 \cdot 96.11} = 4.55.$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.00218 \cdot 191.35} = 2.28.$$

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

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

$$\lambda = \frac{0.05 \cdot 2.1}{5 \cdot 0.00196} = 10.71$$

$$\lambda f = \frac{2}{5} \cdot 10.71 = 4.28$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \times 39456,24}{1 + (10,71 \times 0,19)} = 14300,92 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1,1 \times 39456,24}{1 + (10,71 \times 0,21)} = 13358,12 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \times 36032,30}{1 + (10,71 \times 0,07)} = 24805,32 \text{ cm}^4$$

**Calcul des flèches partielles :**

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fg}^v} = \frac{4546,7 \times 430^2}{10 \times 10818,87 \times 14300,92} = 0,57 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fg}^i} = \frac{4546,7 \times 430^2}{10 \times 32164,20 \times 14300,92} = 0,18 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_{tj}^{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fj}^i} = \frac{4026,9 \times 430^2}{10 \times 32164,20 \times 13358,12} = 0,31 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fp}^i} = \frac{8012,2 \times 430^2}{10 \times 32164,20 \times 24805,32} = 0,18 \text{ cm}$$

- **La flèche totale:**

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

$$\Delta f_t = (0,57 - 0,31) + (0,18 - 0,18) = 0,26 \text{ cm}$$

- **La flèche admissible :**

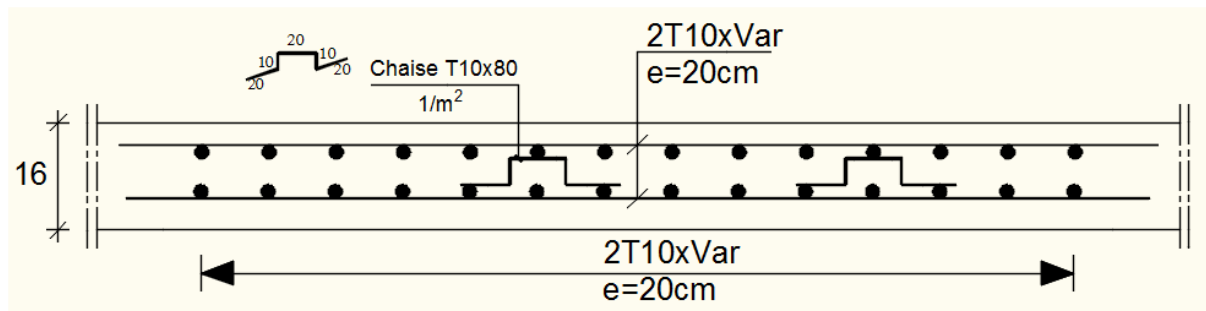
-

$$\Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} \Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm}$$

• **Conclusion:**

$$\Delta f_t < \Delta f_{t,\max} \longrightarrow 0,26 \text{ cm} < 0,86 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée.}$$





**Fig. III.14** : Ferrailage de la dalle pleine.

## CHAPITRE IV

### ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

#### IV.1. ETUDE DE L'ACROTÈRE :

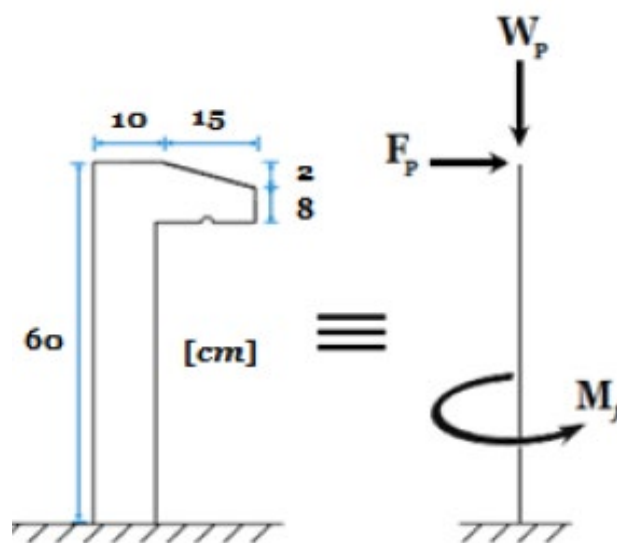
##### IV.1.1 /- Définition :

L'acrotère est un élément non structural, situé-en bordure de la toiture terrasse, et a pour rôle :

- Protection des joints d'étanchéités des infiltrations des eaux pluviales,
- La sécurité des personnes (joue le rôle d'un garde-corps qui forme un écran pour empêcher toute chute).

L'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- G (poids propres) sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante  $Q = 1 \text{ KN/ml}$



**Figure IV-1:** Schéma statique et dimensions d'acrotère.

- Le calcul sera effectué pour une bonde de 1m de largeur.

**IV.1.2 /- Calcul du ferrailage :**

L'acrotère est assimilé à une console encadrée au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à une charge verticale (son poids propre  $W_p$ ) et aux charges horizontales (vents ou séisme  $F_p$ ) qui créent un moment de renversement  $M$  donnée par l'article 6.2.3/ RPA99, V2003.

Le calcul sera fait pour une bande de **1m** de largeur et une épaisseur de **10 cm** en flexion composée. Étant donné que l'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

**IV.1.3 /- Détermination des sollicitations :**

- ❖ Le poids propre :  $W_p$

$W_p$  : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = \rho \times v = [( ( 0.6 \times 0.1 ) + (0.10 + 0.08) + \frac{(0.15 + 0.02)}{2} ) \times 1 \times 25]$$

$$W_p = 1.7375 \text{ KN}$$

- ❖ La force horizontale :  $F_p$  [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

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

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 4.1]

**$C_p$**  : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 6.1].

- Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7375$$

$$F_p = 0.843 \text{ KN}$$

- ❖ Effort normal et moment fléchissant :

- Etat limite ultime (ELU) :

$$N_u = 1.35 W_p \quad \Rightarrow \quad N_u = 1.35 \times 1.7375 \quad \Rightarrow \quad N_u = 2.34856 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot L \quad \Rightarrow \quad M_u = 1.5 \times 0.843 \times 0.6 \quad \Rightarrow \quad M_u = 0.7506 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$N_{\text{ser}} = W_p \quad \Rightarrow \quad N_{\text{ser}} = 178375 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = F_p \cdot L \quad \Rightarrow \quad M_{\text{ser}} = 0.500 \text{ KN.m}$$

#### IV.1.4 /- Détermination des armatures :

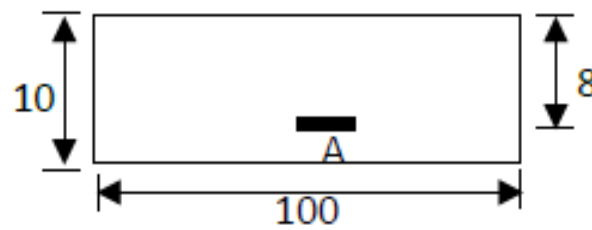
Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est (100×10) cm<sup>2</sup>.

❖ **Etat limite ultime :**

• Position du point d'application de l'effort normal : (N)

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.7506}{2.3485} = 0.32\text{m}$$

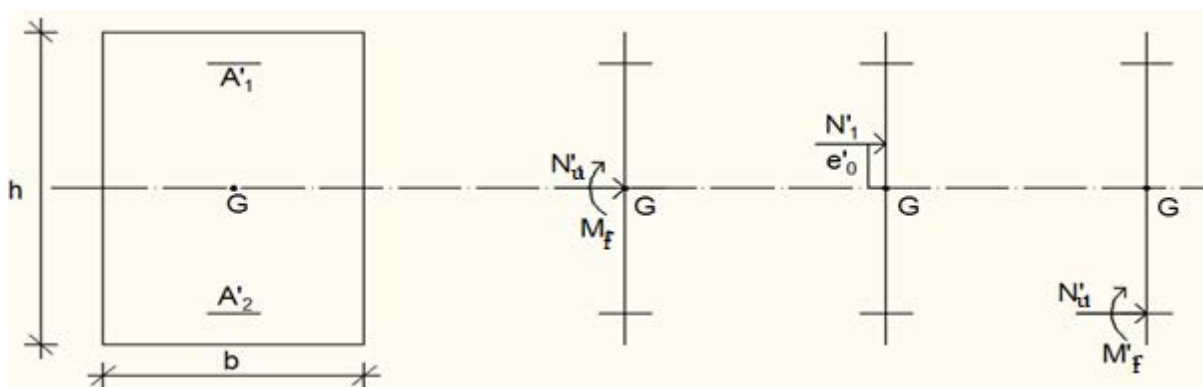
$$e_0 = 0.32\text{m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03\text{m}$$



**Figure IV-2 :** Section de calcul.

L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs  $M_f$  calculé par rapport aux armatures tendues.



**Figure IV-3 :** Position du point d'application de l'effort normal  $N_u$ .

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot [e_0 + \frac{h}{2} - c'] = 234.85 \times [0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02] = 82.20 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_u = 0.8220 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{822}{14,2 \times 100 \times 8^2} = 0,009$$

$$\mu = 0,009 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,011$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \rightarrow \beta = 0,995$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{822}{348 \times 0,995 \times 8} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.32 - \frac{2348}{100 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité [B.A.E.L.91] :

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armée d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton.

$$A_{\min} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$5T10/\text{mL} \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

$$(e \leq \min(25 ; 2 h_d) \text{ cm})$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$5T8/\text{mL} \longrightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{52.92}{183.75} = 0,29 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression  $N_{\text{ser}}$  se trouve en dehors de la section  $\Rightarrow$  la section est partiellement comprimée (S.P.C).

- Détermination des contraintes :

- C : Centre de pression (point d'application de l'effort normale de compression  $N_{\text{ser}}$ ) ;

- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et

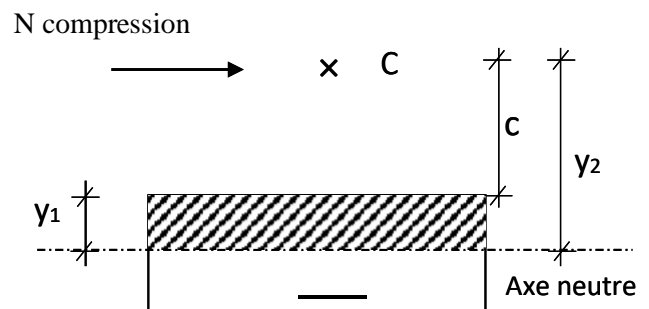
-  $y_2$  : La distance du point C à l'axe neutre.

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression  $\rightarrow y_2 > 0$ .

C se trouve à l'extérieur de la section  $\rightarrow c$  sera

Considéré comme négatif.



**Figure IV-4 :** Position de centre de pression.

- Calcul des contraintes :

$$y_2 : \text{racine de l'équation : } y^2 + p.y + q = 0$$

$$p = -3(c)^2 - \frac{90 \times A'}{b}(c - d') + \frac{90 \times A}{b}(d - c)$$

$$q = -2(c)^3 - \frac{90 \times A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90 \times A}{b}(d - c)^2$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24 \text{ cm} \rightarrow c = -24 \text{ cm} < 0$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \text{avec } \dot{\Lambda} = 0$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$p = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8+24) = -1614,82 \quad \rightarrow \quad p = -1614,82$$

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8+24)^2 = 24026,11 \quad \rightarrow \quad q = 24026,11$$

$y_2$  : est racines de l'équation :  $y^2 - 1614,82 y + 24026,11 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (24026,11)^2 + \frac{4}{27} \times (-1614,82)^3 \quad \rightarrow \quad \Delta = -46579385 < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \rightarrow \varphi = 163,74^\circ ; a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 46,40$$

**Remarque :**  $y_2$  est choisi tel que  $0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h \Rightarrow y_2 = 26,89 \text{ cm}$

$$y_{21} = a \times \cos \frac{\varphi}{3} = 26,89$$

$$y_{22} = a \times \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = -46,19 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \times \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 19,30 \text{ cm}$$

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq y_1 = 2,89 \text{ cm} \leq 10 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad y_1 = 2,89 \text{ cm}$$

- Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \times Y_{21}^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2,89)^2}{2} - 15 \times 3,93 \times (8 - 2,89) = 116,37 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837,5}{100 \times 116,37} = 0,16$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,16 \times 2,89 = 0,46 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,16 \times (9 - 2,89) = 14,66 \text{ MPA}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[ \frac{2}{3} f_{e} ; 110 \times \sqrt{(n \times f_{tj})} \right] \rightarrow \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPA}$$

→ Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} = 201.68 \text{ MPA}$$

**IV.1.5 /- Vérification des contraintes de cisaillement :**

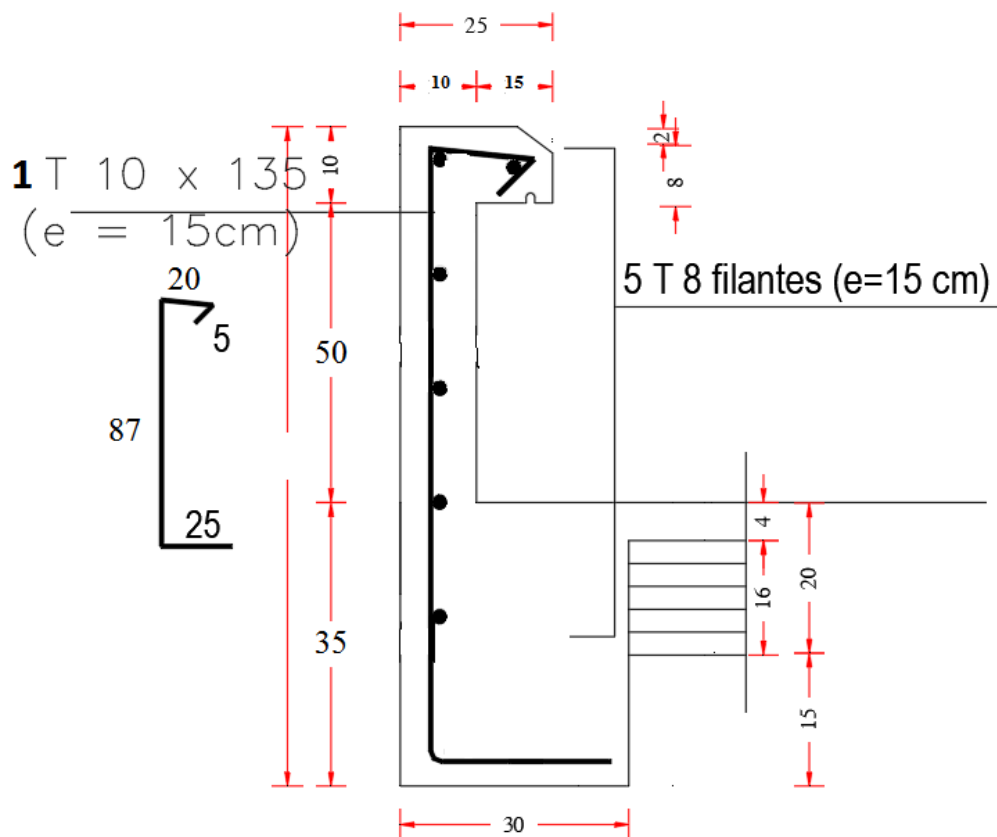
$$T_u = 1,5 \times F_p \quad \rightarrow T_u = 132,3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1323}{100 \times 8 \times 100}$$

$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 0,05 \times f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25$  → Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Remarque :**

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

**IV.1.6 /- Dessin de ferrailage :**

**Figure IV-5 :** Schéma de ferrailage de l'acrotère.

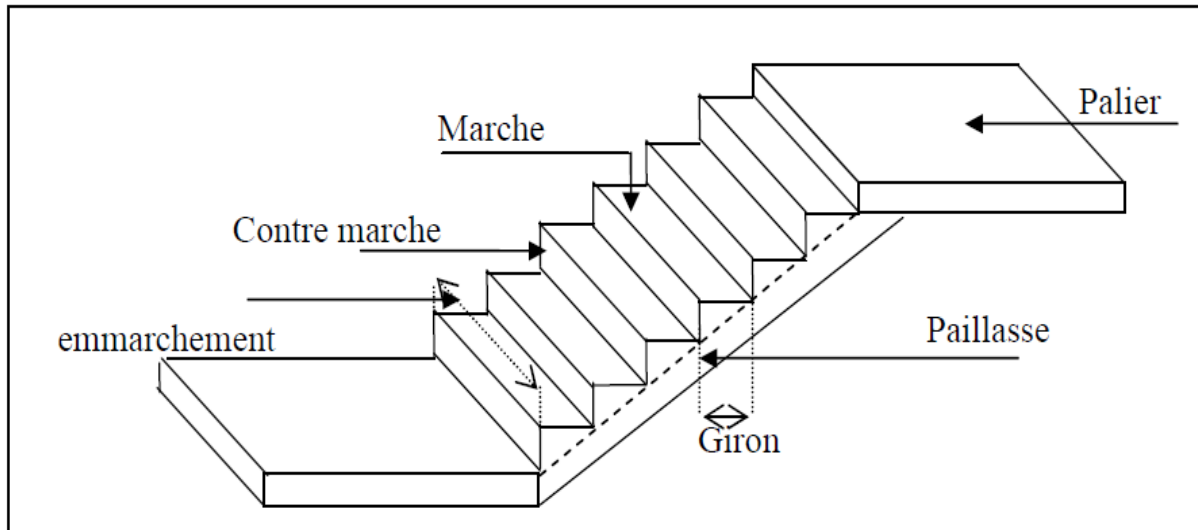


## IV.2 .ETUDE DES ESCALIERS :

### IV.2.1 /- Définition :

L'escalier est un élément d'articulation verticale en béton armé qui permet d'atteindre les différents niveaux d'étage dans le bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée.

### IV.2.2 /- Eléments constitutifs :



**Figure IV.4 :** Schéma d'un escalier.

**Emmarchement :** La longueur de la marche ;

**g :** Giron (largueur d'une marche) ;

**h :** Hauteur d'une marche ;

**Mur d'échiffre :** Le mur qui limite l'escalier ;

**Paillasse :** Le plafond qui monte sous les marches ;

**Contre-marche :** La partie verticale d'une marche ;

**Le jour :** L'espace entre deux volées en projection horizontale ;

**Le collet :** Le bord qui limite l'escalier du côté du jour ;

**Ligne de foulée :** La courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du côté de jour) ;

**Volée :** Suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;

**Palier de repos :** Partie horizontale d'un escalier entre deux volées et

**Palier d'arrivée :** Palier d'étage.

Dans notre projet, on a : Escalier à deux volées avec un palier de repos.

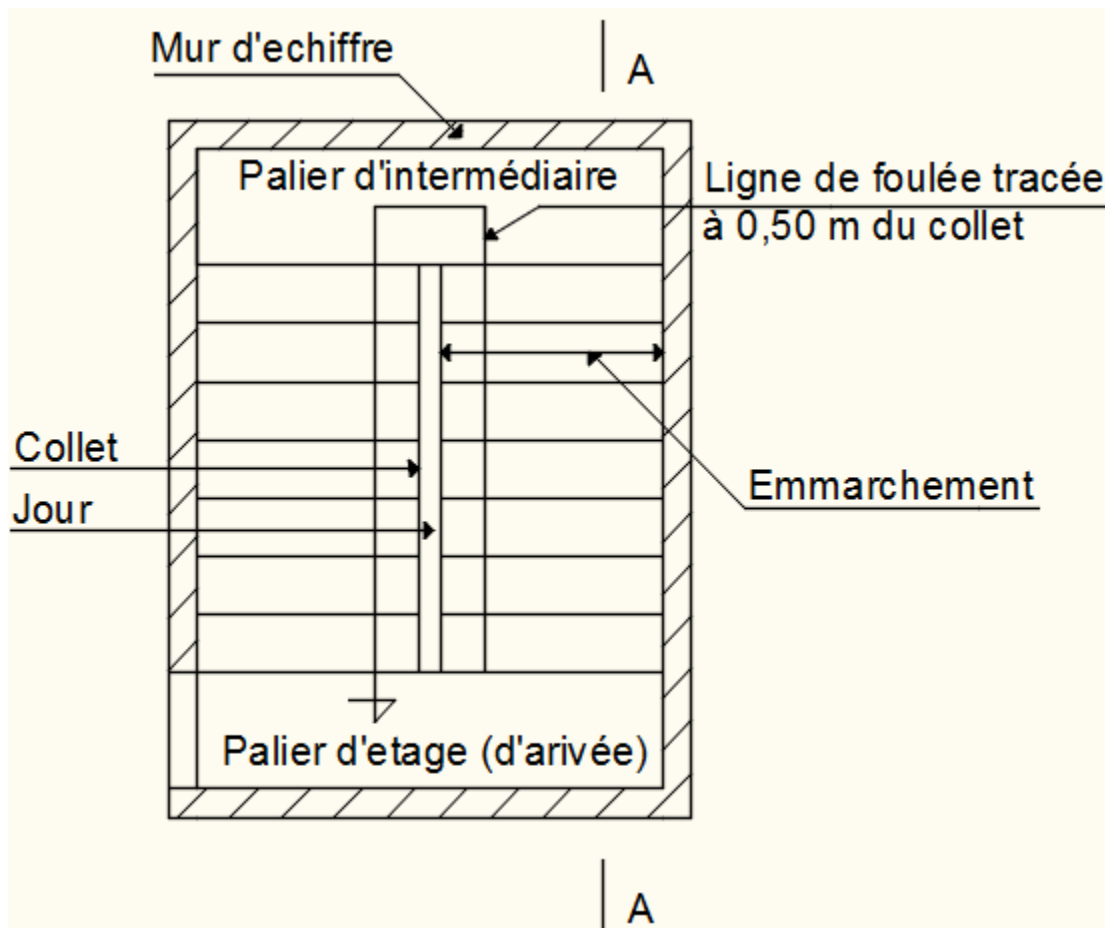
#### IV.2.3 /- Prédimensionnement :

Le pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de « BLONDEL » suivante :

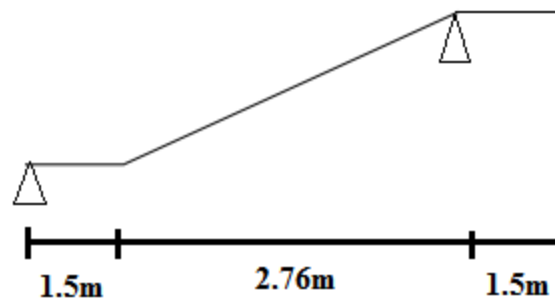
$$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$h = 17\text{cm} ; g = 30 \text{ cm.}$$

#### 1er type :



**Figure IV.5:** schéma d'escalier de deux volées.



**Fig. IV.6:** Schéma statique de l'escalier 1<sup>er</sup> type

Selon la formule de « BLONDEL » ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30+2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \text{ (Condition vérifiée).}$$

- Calcul du nombre de contre marche :

$$\Rightarrow N_{cm} = H / h = 306 / 17 = 18 \text{ contre marches.}$$

On aura :

- ✓ 9 contres marches pour chacune volées.
- Nombre de marche (n) :

$$n = N_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches par volée.}$$

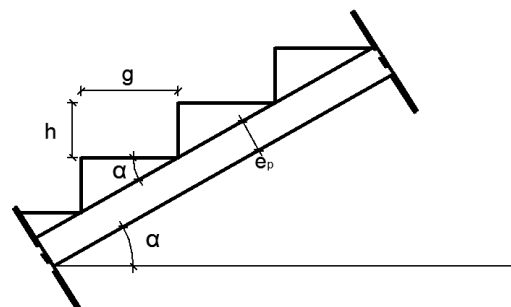
- L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = h / g = 17 / 30 = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

### Dimensions de la paillasse :

- **La longueur de la paillasse :**

$$L = L' + L_{\text{palier.}}$$



**Fig. IV.7:** coupe sur paillasse.

$$L' = 0.17 \times 8 / \sin 29.54 = 2.76 \text{ m}$$

$$L = 2.76 + 1.50 = 4.26\text{m.}$$

➤ **Epaisseur de la paillasse :**(paillasse porteuse)

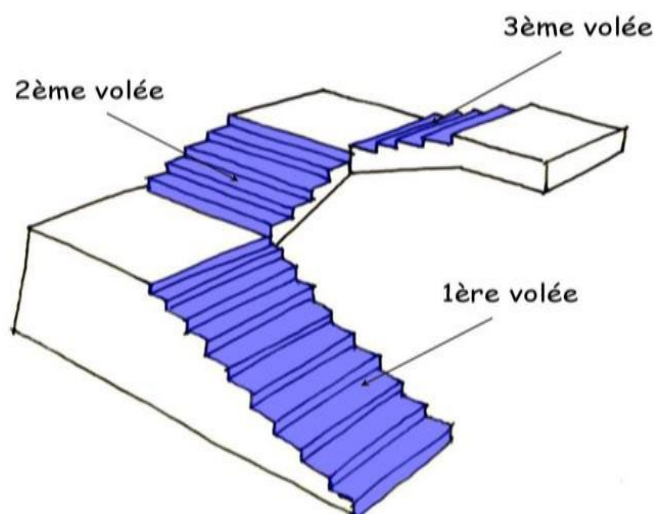
Condition de résistance :

$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow 4.30 / 30 < e < 4.30 / 20$$

$$\Rightarrow 14.53 < e < 21.8$$

On prend :  $e_p = 15\text{cm.}$

**2ème type :**



**Fig. IV.8:** Schéma de 2<sup>ème</sup> type d'escalier.

▪ Calcul du nombre de contre marche :

$$\Rightarrow N_{cm} = H / h = 408 / 17 = 24 \text{ contre marches}$$

On aura :

- ✓ 9 contres marches pour chacune volées (1 et 3).
- ✓ 6 contres marches pour le volée 2.

Volée 1 et 3 même calcul que le volée 1 et 2 du premier type (escalier étage courant)

**La Marche porteuse :**

Calcul de  $h_{moy}$ :

$$h_{moy} = \frac{z_1 + z_2}{2} = \frac{z_1 + h}{2}$$

$$Z_1 = \frac{e_{p1}}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos 29,54} = 6,90 \text{ cm}$$

$$h_{moy} = \frac{2 \times 6,9 + 17}{2} = 15,4 \text{ cm}$$

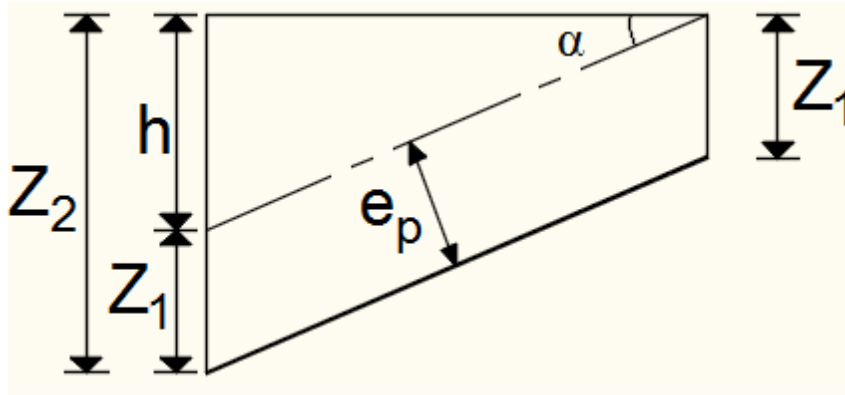


Fig. IV.9: Schéma de la marche porteuse.

#### IV.2.3.1 /- Descente des charges :

##### 1 - Volée : (paillasse)

Tableau IV.1: Les charges de la paillasse.

Matériaux	P (KN /m <sup>3</sup> )	Ep (m)	G (KN /m <sup>2</sup> )
<b>1-Carrelage</b>	22	0.02	0.44
<b>2-Revêtement vertical</b>	22	0.013	0.28
<b>3-Mortier de pose</b>	20	0.02	0.40
<b>4-Lit de sable</b>	18	0.02	0.36
<b>5 –Marches</b>	0.085	22	1.87
<b>6- Paillasse <math>e_p \times 25 / \cos \alpha</math></b>	25	0.15	4.31
<b>7- Enduit au ciment</b>	18	0.015	0.31
			<b>G= 7.97KN/m<sup>2</sup></b>
			<b>Q = 2.50KN/m<sup>2</sup></b>

- **Combinaisons fondamentales :**

▪ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_{\text{paillasse}} = 1,35 \times 7,97 + 1,5 \times 2,5 = 14.51 \text{ kN/m}^2$$

▪ Etat limite service (ELS) :

$$q_{\text{paillasse}} = 7,97 + 2,5 = 10.47 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = q_u \times 1 = 14.51 \times 1 = 14.51 \text{ KN/m}$$

$$q_s = q_s \times 1 = 10.47 \times 1 = 10.47 \text{ KN/m}$$

**2 – Palier :**

**Tableau IV.2:** charges permanentes et surcharges d'exploitation (palier).

Matériaux	P (KN /m <sup>3</sup> )	Ep (m)	G (KN /m <sup>2</sup> )
1- Carrelage	22	0.02	0.44
2-Mortier de pose	20	0.02	0.40
3-Lit de sable	18	0.02	0.36
4-Poids propre du palier (25xep)	25	0.15	3.75
5- Enduit au ciment	18	0.015	0.27
			<b>G= 5.22 KN/m<sup>2</sup></b>
			<b>Q = 2.50KN/m<sup>2</sup></b>

- **Combinaisons fondamentales :**

▪ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_{\text{palier}} = 1,35 \times 5.22 + 1,5 \times 2,5 = 10.80 \text{ kN/m}^2$$

▪ Etat limite service (ELS) :

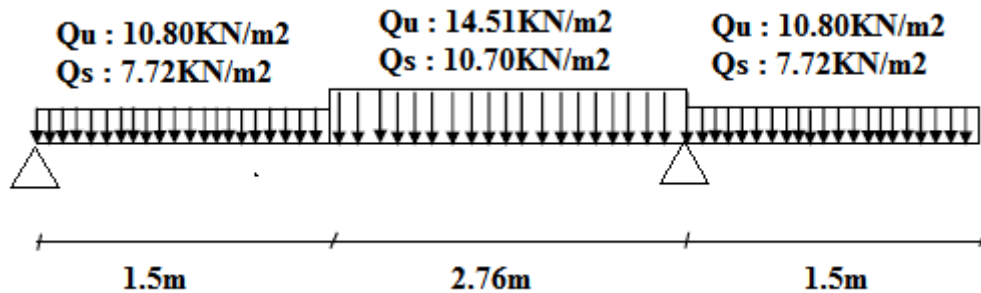
$$q_{\text{palier}} = 5.22 + 2,5 = 7.72 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = q_u \times 1 = 10.80 \times 1 = 10.80 \text{ KN/m}$$

$$q_s = q_s \times 1 = 7.72 \times 1 = 7.72 \text{ KN/m}$$

➤ **Schéma statique :**



**Fig.IV.7 :** Schéma statique d'un escalier à pailasse avec palier de départ.

**2<sup>ème</sup> type :**

**Tableau IV.3:** charges permanentes et surcharges d'exploitation (marches porteuses).

Matériaux	G (KN /ml)
1- Carrelage (0.44 x g)	0.13
2-Mortier de pose (0.40 x g)	0.12
3-Lit de sable (0.36 x g)	0.11
4- Revêtement vertical	0.20
5- Poids propre de la marche (25xhmoy x g)	1.15
6-Enduit au ciment ( $0,18 \times \frac{1,5}{\cos^2 \alpha} \times g$ )	0.11
	<b>G= 1.82 KN/ml</b>
	<b>Q = 2.50 x 0.3 = 0.75 KN/ml</b>

- **Combinaisons fondamentales:**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q^u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1,86 + 1,5 \times 0,75 = 3,63 \text{ KN/m}_L.$$

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

$$q^{\text{ser}} = G + Q = 1,86 + 0,75 = 2,55 \text{ KN/m}_L.$$

**Type 1 :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

• **Calcul des réactions :**

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 1,5 + q_2^u \times 2,76 + q_3^u \times 1,5$$

$$R_A + R_B = 10,80 \times 1,5 + 14,51 \times 2,76 + 10,80 \times 1,5 \Rightarrow R_A + R_B = 72,44 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^u \times 1,5 \times \left(\frac{1,5}{2} + 1,50\right) + q_2^u \times 2,76 \times \left(\frac{2,76}{2}\right)}{4,30}$$

$$R_A = \frac{10,80 \times 1,5 \times \left(\frac{1,5}{2} + 2,76\right) + 14,51 \times 2,76 \times \left(\frac{2,76}{2}\right)}{4,30} \Rightarrow R_A = 25,62 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{q_1^u \times 1,5 \times \left(\frac{1,5}{2}\right) + q_2^u \times 2,76 \times \left(\frac{2,76}{2} + 1,5\right)}{4,30}$$

$$R_B = \frac{10,80 \times 1,5 \times (1,5) + 14,51 \times 2,76 \times \left(\frac{2,76}{2} + 1,5\right)}{4,30} \Rightarrow R_B = 32,98 \text{ KN}$$

➤ **Etat limite ultime (ELS) :**

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^s \times 1,5 + q_2^s \times 2,76 + q_3^s \times 1,5$$

$$R_A + R_B = 7,72 \times 1,5 + 10,47 \times 2,76 + 7,72 \times 1,5 \Rightarrow R_A + R_B = 52,05 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$



$$R_A = \frac{q_1^s \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + 2.76\right) + q_2^s \times 2.76 \times \left(\frac{2.76}{2}\right) + q_3^s \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + 4.26\right)}{4.30}$$

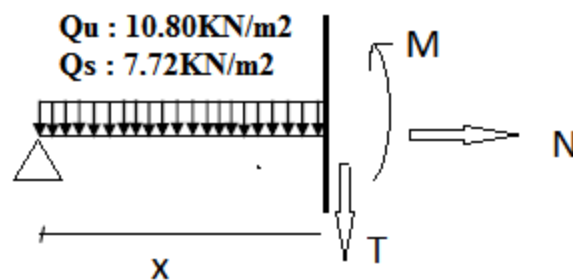
$$R_A = \frac{7.72 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + 2.76\right) + 10.47 \times 2.76 \times \left(\frac{2.76}{2}\right) + 7.72 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + 4.26\right)}{4.30} \Rightarrow R_A = 27.94 \text{ KN}$$

- $\Sigma M_A = 0$

$$R_B = \frac{q_1^s \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2}\right) + q_2^s \times 2.76 \times \left(\frac{2.76}{2} + 1.5\right)}{4.30}$$

$$R_B = \frac{7.72 \times 1.5 \times (1.5) + 10.47 \times 2.76 \times \left(\frac{2.76}{2} + 1.5\right)}{4.30} \Rightarrow R_B = 21.52 \text{ KN}$$

**Section 1-1** :  $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$  :



**Fig.IV.8** : Schéma statique pour calcul des efforts.

- **Equations d'équilibre :**

$$T(x) = R_A - q_1 u \cdot x$$

$$T(x) = 26.62 - 14.51x$$

$$X = 0 : T(0) = 26.62 \text{ KN}$$

$$X = 1.5 : T(1.5) = 4.86 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1 u \cdot (x^2)/2$$

$$M(0) = 0 \text{ KN}$$

$$M(1.5) = 23.62 \text{ KN}.$$

$$M^u_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 26.62 - 14.51x = 0 \Rightarrow x = (26.62/14.51) = 1.81 \text{ m}$$

$$M^u_{\max} = M(1.83) = 26.62 \times (1.83) - 14.51 \times (1.83^2)/2 = M^u_{\max} = 24.37 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{au} = -0.2 M_{\max u} = 14.87 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tu} = 0,8M_{maxu} = 19.50KN.m$$

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

**Calcul des réactions :**

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_A=22.32 KN$$

$$\sum M/b=0 \Rightarrow R=15.76KN$$

**Section 1-1 :  $0 \leq x \leq 1.5m$  :**

$$T(x) = R_A - q1^{ser} \cdot x$$

$$T(x) = 22.32 - 10.70x$$

$$X = 0 : T(0) = 22.32 KN$$

$$X = 1.5 : T(1.5) = -6.27 KN$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q1^{ser} \cdot (x^2)/2$$

$$M(0) = 0 KN$$

$$M(1.5) = 21.44KN.$$

$$M^{sermax} \Rightarrow T(xm) = 0 \Rightarrow 22.32 - 10.70x = 0 \Rightarrow x = (22.32/10.70) = 2.08m$$

$$M^{sermax} = M(2.08) = 22.32 \times (2.08) - 10.70 \times (2.08^2/2) = M^u_{max} = 23.14 KN.m$$

- **Moment en appuis :**

$$M^a_{ser} = -0,2M^{sermax} = 4.62KN.m$$

- **Moment en travée :**

$$M^t_{ser} = 0,8M^{sermax} = 18.51KN.m$$

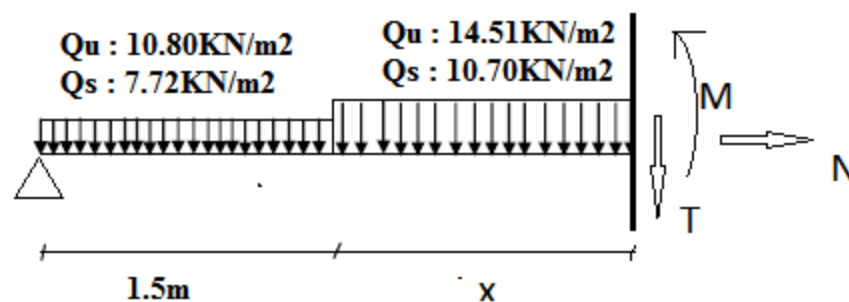
**Section 2-2 :  $1.5 \leq x \leq 4.26m$  :**


Fig.IV.9 : Schéma statique pour calcul des efforts.

- **Equations d'équilibre :**

$$T(x) = R_A - q2u \cdot (x \cdot 1.5) - q1u \cdot (x - 1.5)$$

$$T(x) = 26.62 - 10.80 \cdot (x \cdot 1.5) - 14.51 \cdot (x - 1.5)$$

$$X = 1.5 : T(1.5) = 4.86 \text{ KN}$$

$$X = 4.26 : T(4.26) = 15.32 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q1u \cdot (x^2)/2$$

$$M(0) = 21.44 \text{ KN}$$

$$M(4.26) = 45.32 \text{ KN}$$

$$M^u_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 26.62 - 14.51x = 0 \Rightarrow x = (26.62/14.51) = 1.81 \text{ m}$$

$$M^u_{\max} = M(1.83) = 26.62 \times (1.83) - 14.51 \times (1.83^2/2) = M^u_{\max} = 24.37 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{\text{au}} = -0,2M_{\text{maxu}} = 28.12 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{\text{tu}} = 0,8M_{\text{maxu}} = 32.66 \text{ KN.m}$$

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

**Calcul des réactions :**

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_A = 22.32 \text{ KN}$$

$$\sum M/b = 0 \Rightarrow R_b = 15.76 \text{ KN}$$

**Section 2-2 :  $1.5 \leq x \leq 4.26 \text{ m}$  :**

$$T(x) = R_A - q1^{\text{ser}} \cdot (x \cdot 1.5) - q1u \cdot (x - 1.5)$$

$$T(x) = 26.62 - 7.72 \cdot (x \cdot 1.5) - 10.80 \cdot (x - 1.5)$$

$$X = 1.5 : T(1.5) = 6.27 \text{ KN}$$

$$X = 4.26 : T(4.26) = 23.89 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q1^{\text{ser}} \cdot (x^2)/2$$

$$M(1.5) = 21.44 \text{ KN}$$

$$M(4.26) = 47.32 \text{ KN}$$

$$M^{\text{ser}}_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 22.32 - 10.80x = 0 \Rightarrow x = (22.32/10.70) = 2.08 \text{ m}$$

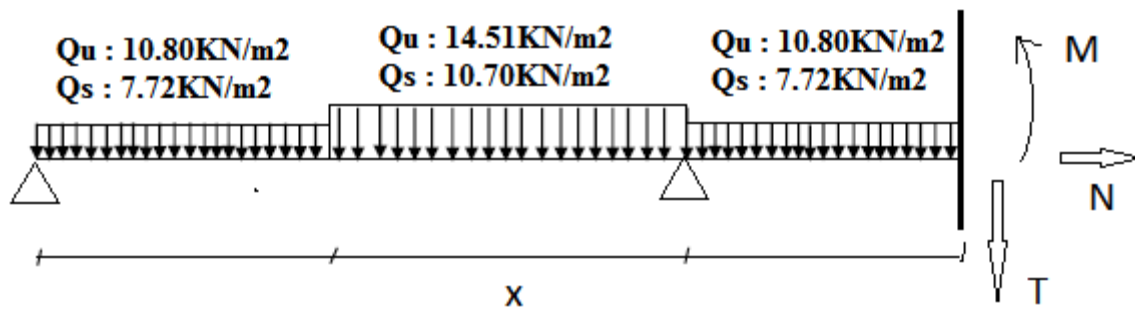
$$M^{\text{ser}}_{\max} = M(2.08) = 22.32 \times (2.08) - 10.70 \times (2.08^2/2) = M^u_{\max} = 23.14 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M^{\text{a ser}} = -0,2M^{\text{ser}}_{\max} = 19.11 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M^{\text{t ser}} = 0,8M^{\text{ser}}_{\max} = 21.30 \text{ KN.m}$$

**Section 2-2 :  $4.26 \leq x \leq 5.76m$  :**

- **Equations d'équilibre :**

$$T(x) = R_A - q_3 u \cdot (x - 4.26) - q_2 u \cdot (4.26) - q_1 u \cdot (1.5)$$

$$T(x) = 26.62 - 10.80 \cdot (x - 4.26) - 14.51 \cdot (x - 1.5)$$

$$X = 4.26 : T(4.26) = 15.32 \text{ KN}$$

$$X = 5.76 : T(5.76) = 21.54 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1 u \cdot (x^2)/2$$

$$M(4.26) = 45.32 \text{ KN}$$

$$M(5.76) = 51.78 \text{ KN}$$

$$M^u_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 26.62 - 14.51x = 0 \Rightarrow x = (26.62/10.80) = 2.46 \text{ m}$$

$$M^u_{\max} = M(2.46) = 26.62 \times (2.46) - 10.80 \times (2.46^2/2) = M^u_{\max} = 32.68 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{au} = -0,2M_{\max u} = 35.55 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tu} = 0,8M_{\max u} = 42.37 \text{ KN.m}$$

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

**Calcul des réactions :**

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_A = 22.32 \text{ KN}$$

$$\sum M/b = 0 \Rightarrow R_b = 15.76 \text{ KN}$$

**Section 2-2 :  $1.5 \leq x \leq 4.26m$  :**

$$T(x) = R_A - q_3 s \cdot (x - 4.26) - q_2 s \cdot (4.26) - q_1 s \cdot (1.5)$$

$$T(x) = 26.62 - 7.72 \cdot (x - 4.26) - 10.80 \cdot (4.26) - 7.72 \cdot 1.5$$

$$X = 4.26 : T(4.26) = 23.89 \text{ KN}$$

$$X = 5.76 : T(5.76) = 28.21 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1^{ser} \cdot (x^2)/2$$

$$M(4.26) = 47.32 \text{ KN}$$

$$M(5.76) = 50.33 \text{ KN}$$

$$M^{\text{ser}}_{\text{max}} \Rightarrow T(xm) = 0 \Rightarrow 22.32 - 7.72x = 0 \Rightarrow x = (22.32/7.72) = 2.89\text{m}$$

$$M^{\text{ser}}_{\text{max}} = M(2.08) = 22.32 \times (2.89) - 7.72 \times (2.89^2/2) = M^u_{\text{max}} = 35.66\text{KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M^{\text{a}}_{\text{ser}} = -0,2M^{\text{ser}}_{\text{max}} = 17.22\text{KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M^{\text{t}}_{\text{ser}} = 0,8M^{\text{ser}}_{\text{max}} = 21.30\text{KN.m}$$

### **Type 2 :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_u = -\frac{q^u \cdot L^2}{2} = -\frac{1.86 \times 1.5^2}{2} = 2.10\text{KN.m}$$

➤ **Etat limite ultime (ELS) :**

$$M_s = -\frac{q^s \cdot L^2}{2} = -\frac{1.29 \times 1.5^2}{2} = 1.45\text{KN.m}$$

### **IV.2.3.2/-Calcul du ferrailage :**

#### **A. Type 1 : en travée :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_u = 42.37\text{KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{42370}{14,2 \times 100 \times (13.4)^2} = 0,166$$

$$\mu = 0,166 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348\text{MP}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,229$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,990$$

- **Détermination des armatures :**

$$A^u = \frac{42370}{348 \times 0,990 \times 13,4} = 6.12\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 13,4 \times \frac{2,1}{400} = 0,49\text{cm/m}_L$$

$$A^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 6.12 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$8T10 \longrightarrow A = 6.28 \text{ cm}^2.$$

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

$$M_{ser} = 27.30 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

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

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \frac{42370}{21300} = 1,55 \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0,016 < \frac{1,55-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

- ❖ Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

### **B. Type 1 : en apuis :**

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

$$M_u = 35.55 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{35550}{14,2 \times 100 \times (13,4)^2} = 0,139$$

$$\mu = 0,139 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MP}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.163$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,987$$

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{35550}{348 \times 0,987 \times 13,4} = 7.72 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 13,4 \times \frac{2,1}{400} = 0,49 \text{ cm/m}_L$$

$$A^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 7.72 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$10T10 \longrightarrow A = 7.85 \text{ cm}^2.$$

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

$$M_{\text{ser}} = 19110 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec  $A_s$

Acier FeE400

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

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} \frac{35550}{19110} = 1,85 \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

$$\alpha = 0,016 < \frac{1,85-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,68 \quad \left. \right\} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

- ❖ Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

### C. Marches porteuses :

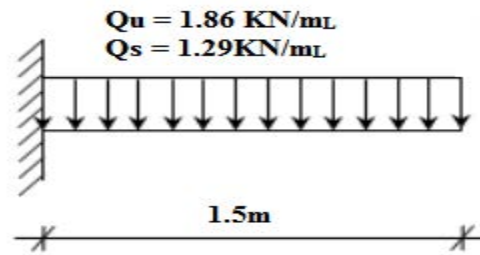


Figure IV.8: Schéma statique de la marche porteuse.

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\bar{q}^u = 1.86 \text{ KN/mL}$$

$$M_u = -\frac{\bar{q}^u \cdot L^2}{2} = -\frac{1.86 \times 1.5^2}{2} = -2.10 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2100}{14,2 \times 100 \times (13,4)^2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MP}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,019$$

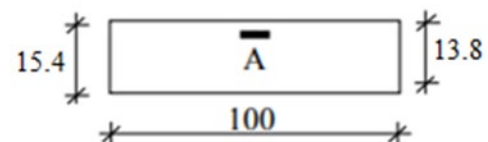
$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,992$$

• Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{2100}{348 \times 0,992 \times 13,4} = 0,85 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\begin{aligned} A_{\min} &= 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \\ &= 0,23 \times 30 \times 13,4 \times \frac{2,1}{400} \\ &= 0,49 \text{ cm/mL} \end{aligned}$$



$$A^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 0,85 \text{ cm}^2$$



- Choix des armatures :

$$2T10 \longrightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2.$$

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

$$\bar{q}_3^{\text{ser}} = 1.29 \text{ KN/m}_L$$

$$M_{\text{ser}} = -\frac{\bar{q}_3^{\text{ser}} \cdot L^2}{2} = -\frac{1.29 \times 1.5^2}{2} = -1.45 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec  $\bar{A}$

Acier FeE400

$$\Rightarrow \text{Si } \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{2.10}{1.45} = 1,44 \quad \alpha = 0,016 < \frac{1,44-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Et :

Fissuration peu nuisible .....Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ )

❖ Conclusion :

⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

- Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\text{max}} = \bar{q}_3^u \cdot L' = 1.86 \times 1.5 = 2.80 \text{ KN}$$

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \stackrel{?}{\leq} 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9d = 0,9 \times 13,4$$

$$a = 12,06 \text{ cm}$$

$$\tau_u^{\max} = 2800 \text{ KN} \leq 0,267 \times 12,06 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 241501,5 \text{ N}$$

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

**b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1].**

On doit vérifier que :

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 2800 + \frac{2800}{0,9 \times 13,4} \right] \times 10^{-2} = 0,25 \text{ cm}^2$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

**c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{2800}{30 \times 13,4 \times 10^2} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne  $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

**d) Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  : [Article BAEL91/4.2.3]**

$$\phi_t \geq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{l \text{ min}} \right)$$

$$\phi_t \geq \min \left( \frac{15,4}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right) = 0,44 \text{ cm} = 4,4 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 2\phi_6 \longrightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$ .

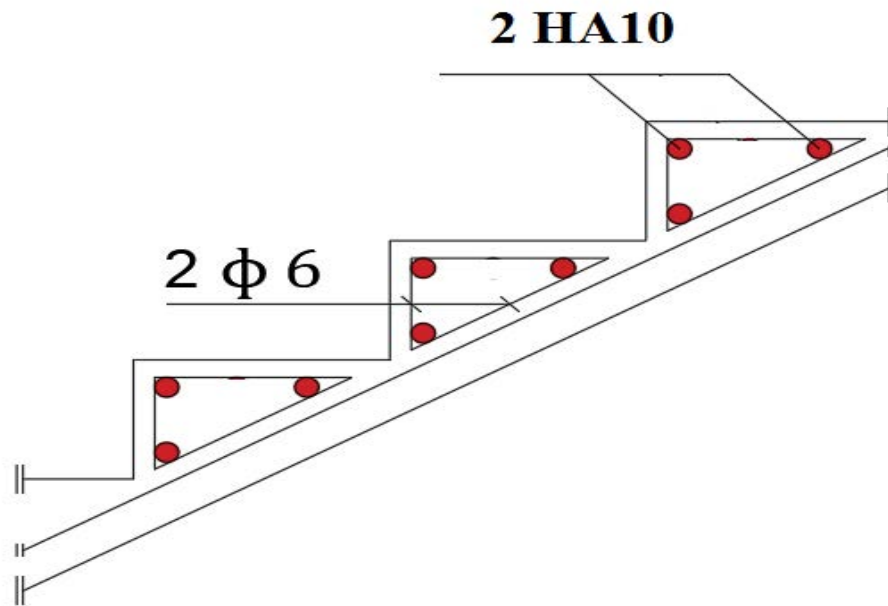


Figure IV.10 : Coupe transversale sur la marche porteuse.

e) Espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,56 \times 0,80 \times 235}{30 \times (0,14 - 0,3 \times 2,1)} = -7,86 \text{ cm (Valeur rejetée)}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(12,06 ; 40) = 12,06 \text{ cm} [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \times 30} = 10,97 \text{ cm} [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 2}].$$

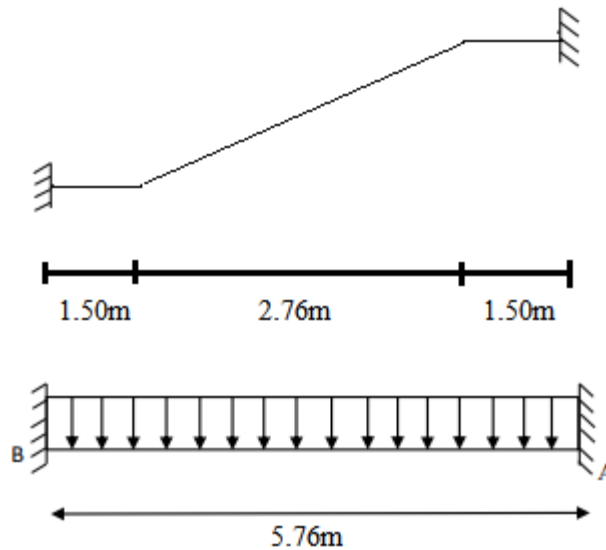
$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 10,97 \text{ cm}$$

Donc : On adopte  $\delta_t = 10 \text{ cm}$ .

### IV.3. ETUDE DE LA POUTRE BRISEE :

#### IV.3.1 - Définition :

La poutre brisée est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges provenant des volées et des paliers ainsi que les marches porteuses.



**Figure IV.11 :** Schéma statique de la poutre brisée.

#### IV.1.3.1- Pré dimensionnement :

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

❖ Critère de flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

**L** : Longueur de la poutre ;

**h** : Hauteur totale de la poutre

**b** : Largeur de la poutre.

❖ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $1/4 \leq h/b \leq 4$

$$L = 5,76\text{m.}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{576}{15} \leq h \leq \frac{576}{10} = 38,4\text{cm} \leq h \leq 57,6\text{cm.}$$

On prendra : **b=30cm ; h=50cm.**

- Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

Pour la hauteur h doit être :  $h \geq 30 \text{ cm}$ .  $h=50\text{cm} \geq 30\text{cm}$

Pour la largeur b doit être :  $b \geq 20 \text{ cm}$ .  $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$

Le rapport entre h et b doit être :  $h / b \leq 4$ .  $h/b = 1,33 \leq 4$ .

Donc les trois conditions sont vérifiées.

La section de la poutre brisée est de dimensions **(30× 50) cm<sup>2</sup>**.

#### **IV.1.3.2- Evaluation des charges :**

- Calcul du poids propre  $g_p$  de la poutre brisée :

$$g_p = b \times h \times \gamma_{\text{béton}}$$

$$g_p = 0,3 \times 0,5 \times 2500 = 375 \text{ daN/ml}$$

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

#### **Calcul des sollicitations :**

Evaluation des charges :

$$q_{\text{eq}} = 1,35 (g_{\text{march}} + g_p) + 1,5q$$

⇒  $g_p$  : poids propre de la poutre brisée

⇒  $g_{\text{march}}$  : poids propre des marches.

⇒  $q$  : charge d'exploitation sur les marches.

$$g_{\text{march}} = 115,5 \text{ daN/ml}$$

$$g_{\text{march}} = 22,54 \text{ KN/ml}$$

$$q_{eq}^u = 5106.9 \text{ daN/ml}$$

$$q_{eq}^s = 3781.5 \text{ daN/ml}$$

### A. En appuis :

✓ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_a^u = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{12} = -7868.90 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{78689}{14,17 \times 30 \times 45^2} = 0,091$$

$$\mu = 0,091 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{ÁN' existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,120$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,951$$

Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{78689}{348 \times 0,951 \times 45} = 5.28 \text{ cm}^2$$

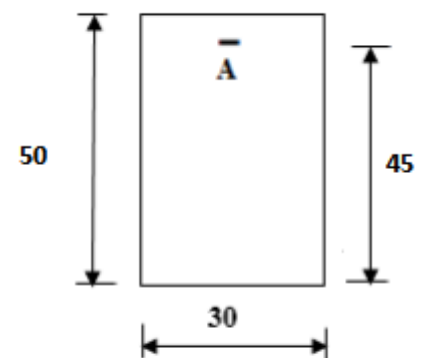
Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 45 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 5.28 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$5T12 \longrightarrow A = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



**Fig4.19.** Section de calcul

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{ser} = 5826.67 \text{ daN.m}$$

Flexion simple ; Section rectangulaire avec  $A_{st}$  ; Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{78689}{58266.7} = 1,37$$

$$\bullet \alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,043 \Rightarrow \text{condition vérifiée donc : } \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

et :

- Fissuration peu préjudiciable  $\Rightarrow$  Aucune vérification pour  $\sigma$

### Conclusion :

Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

### B. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{24} = 3934.45 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{39344.5}{14,17 \times 30 \times 45^2} = 0.045$$

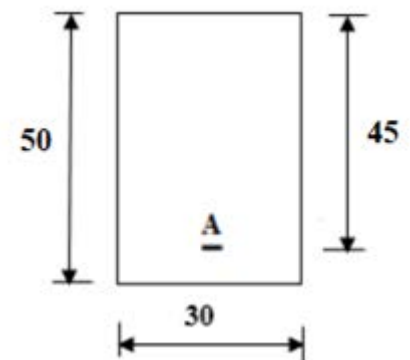
$$\mu = 0,045 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,060$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{39344.5}{348 \times 0,990 \times 45} = 2.62 \text{ cm}^2$$



**Fig4.20.** Section de calcul.

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 45 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 2.62 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3T14 \quad \longrightarrow \quad A = 4.62 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{\text{ser}} = 2913.34 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec  $A_{\text{st}}$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{39344.5}{29133.3} = 1,35$$

$$\alpha \leq \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 > \alpha = 0,137 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
  - Fissuration peu préjudiciable
  - Aucune vérification pour  $\sigma$
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

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

[Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{27900}{30 \times 45 \times 100} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \overline{\tau_u} = \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$



$\tau = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Section et écartement des armatures transversales  $A_t$ :

- **Diamètre des armatures transversales : [Article BAEL91/4.2.3]**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{1 \text{ min}}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{50}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = 1,2 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$\rightarrow$  (1 cadre +1 étrier).

- **L'espace des armatures transversales [Article CBA93/A.5.1.2.2/A.5.1.2.3] :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,80 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,80 \times 2,01 \times 235}{30 \times (0,21 - 0,3 \times 2,1)} = 90,55 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(40,5; 40) = 40 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm}$$

**Selon le RPA99 (version 2003)**

- **Zone nodale**

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{50}{4}; 12 \times 1,2; 30\right) = 12,5 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t4} = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante**

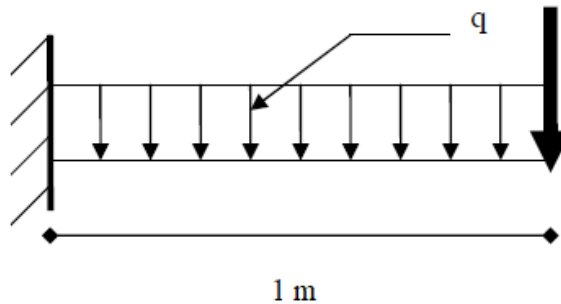
$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t5} = 20 \text{ cm}$$

Donc :  $\begin{cases} \delta_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ \delta_t = 20 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$

### IV.3 .ETUDE DES BALCONS :

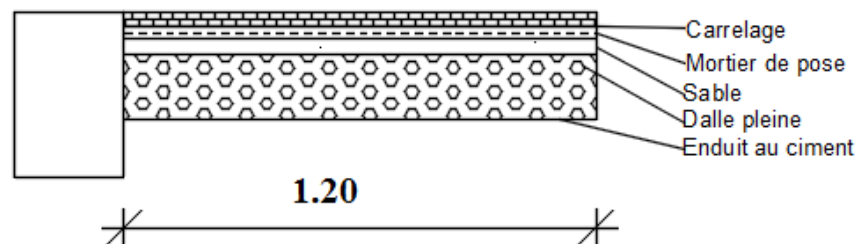
#### IV.3.1 /- Définition :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres ; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d'exploitation « P ».



**Figure IV- 18 :** Schéma statique du balcon

- Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m, et de longueur à 1,20 m.



**Figure IV- 19 :** Coupe sur balcon.

#### IV.3.2 /- Descente de charges :

Epaisseur du balcon :

On prend  $e = 15$  cm

**Tableau IV.4** : Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon.

Matériaux	$\rho$ (KN /m <sup>3</sup> )	Ep (m)	G (KN /m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	22	0.02	0.44
2-Mortier de pose	20	0.02	0.40
3-Lit de sable	18	0.02	0.36
5-Dalle pleine	25	0.15	3.75
6- Enduit au ciment	18	0.02	0.36
			<b>G = 5.31 KN/m<sup>2</sup></b>
			<b>Q = 3.50 KN/m<sup>2</sup></b>

Pour une bande de 1m de largeur :  $G = 5,31 \times 1\text{m} = 5.31 \text{ KN/ml}$

**a. Calcul de la charge due au poids du mur :**

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur :  $e = 10 \text{ cm}$

$$G_m = (0.90 + 2 \times 0,015 \times 0.18) = 1.12 \text{ KN/m}^2$$

Hauteur du mur :  $h = 1.20\text{m} \rightarrow P = 1.12 \times 1.20 = 1.34 \text{ KN/ml}$ .

**b. Surcharges d'exploitation :**

Balcon pour locaux à usage d'habitation  $\rightarrow Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ .

Pour une bande de 1m de largeur :  $Q = Q_1 \times 1,00 = 3.50 \text{ KN/ml}$ .

Notre Balcon est exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le Plus bas possible  $\rightarrow a = 3 \text{ cm}$ .

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. (B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{hd}{10} \text{ avec } hd = 15 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc ; on prendra : } \phi_{\max} = 10 \text{ mm}$$

➤ Calcul de l'enrobage :

$$C = 10 + \frac{\varnothing}{2} = 10 + \frac{10}{2} = 15 \quad \rightarrow c = 15 \text{ mm}$$

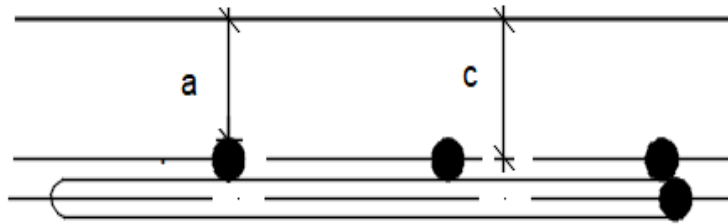


Figure IV-20 : Enrobage

➤ Hauteur utile :

$$d = h_d - c = 15 - 1,5 = 13,5 \quad \rightarrow d = 13,5 \text{ cm}$$

• Calcul du moment fléchissant :

✓ ELU :

$$M_u = - [1,35G + 1,5Q] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L$$

$$M_u = - [(1,35 \times 5,31) + (1,5 \times 3,50)] \frac{1,2^2}{2} - 1,35 \times 1,34 \times 1,20$$

$$M_u = - 6,67 \text{ KN.m}$$

✓ ELS :

$$M_{ser} = - [G + Q] \frac{L^2}{2} - P \times L$$

$$M_{ser} = - [5,31 + 3,50] \frac{1,2^2}{2} - 1,34 \times 1,2$$

$$M_{ser} = - 4,73 \text{ KN.m}$$

IV.3.3/- Calcul du ferrailage :

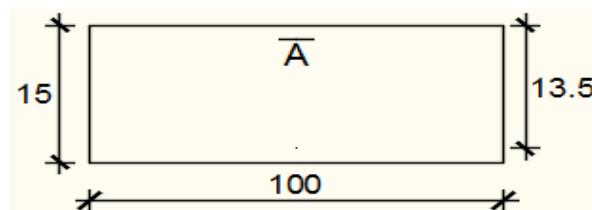


Figure IV-21: Section de calcul.

➤ **Etat limite ultime :**

$$M_u = -6670 \text{ N.m}$$

▪ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6670}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.025$$

$$\mu = 0.023 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.030$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 0.989$$

▪ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6670}{348 \times 0.989 \times 13.5} = 1.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A = 1.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ Choix des armatures :

$$4\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \rightarrow e = 25\text{cm}).$$

➤ **Etat limite de service :**

$$M_s = -3300 \text{ N.m}$$

➤ Flexion simple

➤ Section rectangulaire

➤ Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{6670}{4730} = 1.98$$

$$\alpha \leq \frac{1.41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

### ❖ Conclusion

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa}$
  - Fissuration préjudiciable  
(Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )
- } les armatures calculées à ELU seront maintenues

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 0.89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$4\text{T8/ml} \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T8} \longrightarrow e = 25 \text{ cm})$$

#### IV.3.4 /- Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = [1,35G + 1,5Q] \times L + 1,35 \times P$$

$$T_u^{\max} = (1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 3,50) \times 1,2 + 1,35 \times 1,34 \rightarrow T_u^{\max} = 19.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{19960}{(100 \times 13.5) \times 100} = 0.14 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.15 < \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa}$$

} les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

#### IV.3.5 /- Vérification de la flèche :

$$\frac{hd}{L} > \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{20}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13,5} = 0,0015 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{C.V}$$

### Conclusion

Les deux (02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

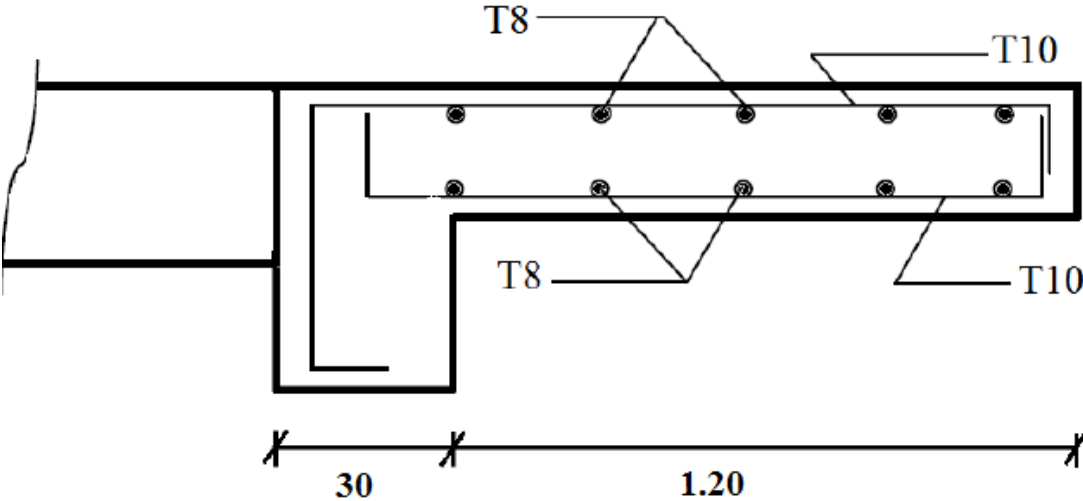


Figure IV-22: schéma de ferrailage du Balcon

# CHAPITRE V



## **CHAPITRE V**

### **ETUDE SISMIQUE**

#### **V.1.INTRODUCTION :**

Toute structure est susceptible d'être soumise à des chargements variables. L'une de ces actions est le séisme, qui est une libération brutale d'énergie potentielle, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. De ce fait les structures doivent être construites de manière adéquate afin de résister aux secousses sismiques tout en respectant les recommandations du règlement parasismique.

#### **V.2.OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

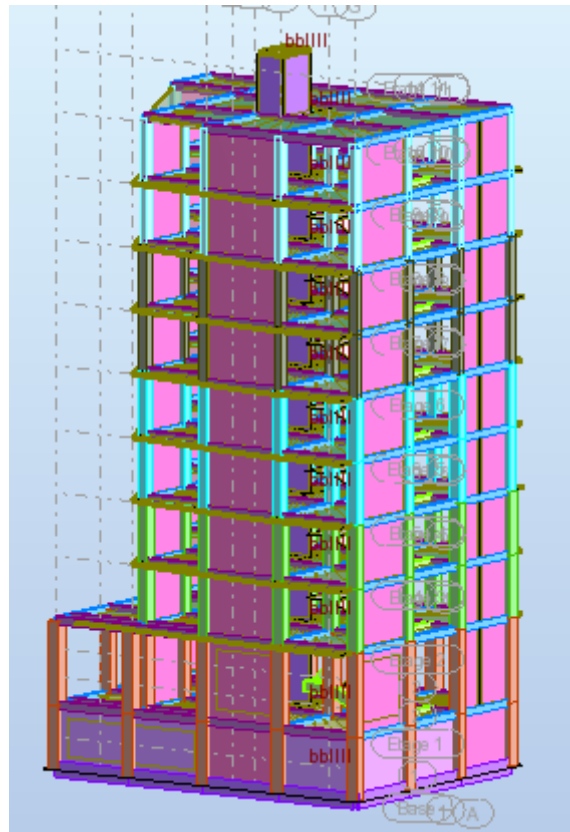
#### **V.3.PRESENTATION DU LOGICIEL ROBOT:**

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ROBOT**. Ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments. Les caractéristiques principales du ROBOT sont :

**ROBOT** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI..etc*). De plus de part ça

spécificité pour le calcul des bâtiments, ROBOT offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc).



**Figure 48: Modélisation du bâtiment**

#### **V.4.METHODE DE CALCUL :**

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ❖ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- ❖ Méthode statique équivalente.

#### **V.4.1/-Méthode statique équivalente :**

##### **❖ Définition :**

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Majeures une ductilité suffisante ;
- Une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques.

##### **❖ Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

##### **❖ Zone I**

Tous groupes.

##### **❖ Zone IIa**

Groupe d'usage 3.

Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m. Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m. Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

##### **❖ Zone IIb et III**

Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

#### **V.4.2/-Méthode d'analyse modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### V.4.3/-Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

- On utilise **la Méthode Statique Equivalente** car notre structure répond aux conditions de cette méthode exigée par RPA99 version 2003 car :  $h = 28.56m < 65m$  (zone IIa).

➤ Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Mostaganem (Zone IIa), Sera classé en groupe d'usage 2.

## **V.5. LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :**

### V.5.1/- Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

### V.5.2/-Calcul de la Force Sismique Totale :

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone ;

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

**Q** : Facteur de qualité ;

**R** : Coefficient de comportement global de la structure

**W** : Poids de la structure.

➤ **Nombre de modes à considérer :(RPA.99 / Version 2003 4.3.4).**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives doit être supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes :

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :  $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec :

N : le nombre de niveau au-dessus du sol (N=10)

$K \geq 3\sqrt{10} \longrightarrow K \geq 9.48$  modes.

### V.5.2.1/-Classification du Site :

D'après l'article 3.3 (RPA99version2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- ❖ Catégorie S1 (site rocheux).
- ❖ Catégorie S2 (site ferme).
- ❖ Catégorie S3 (site meuble).
- ❖ Catégorie S4 (site très meuble).

**Tableau V.1** : Classification du Site.

Site	S1	S2	S3	S4
<b>T1 (sec)</b>	0.15	0.15	0.15	0.15
<b>T2 (sec)</b>	0.3	0.4	0.5	0.7

- Notre structure est située dans un site de catégorie S2.

**V.5.2.2/-Coefficient d'Accélération de Zone A :**

Le coefficient d'accélération de zone, A, est donné par le (Tableau V.2) des RPA 99/Ver.2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment Pour un ouvrage du groupe usage 2 en Zone IIa.

**Tableau V.2 : Coefficient d'Accélération de Zone A**

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.12	0.25	0.30	0.35
1B	0.10	0.20	0.25	0.30
2	0.08	0.15	0.20	0.25
3	0.05	0.10	0.14	0.15

➤ On a : **A = 0.15**

**V.5.2.3/-facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

**T<sub>2</sub>** : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par (Tableau V .1)

**1. Périodes Caractéristiques T1; T2 :**

On a pour un site ferme (S2)

$$T1=0,15s$$

$$T2=0,40s$$

**2. Calcule de  $\eta$  :**

❖  $\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

**Tableau V.3 : Valeurs de  $\xi$  (%)**

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Où  $\xi$ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant :  $\xi=7\%$ , pour les Portiques en béton armé avec un remplissage dense

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,882 \geq 0,7$$

**V.5.2.4/-Coefficient de Comportement Global de la Structure R :**

Les valeurs du coefficient du comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Selon le tableau 4.3 du RPA99/version 2003, pour un système de **contreventement (R =4)**.

**V.5.2.5/-facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$

**P<sub>q</sub>**: les pénalités qui dépendent de plusieurs critères qui sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau V.4** : Valeur des Pénalités du facteur de qualité P<sub>q</sub>. .( **Observé=0**)

Critère « q »	P <sub>qx</sub>	P <sub>qy</sub>
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
$\Sigma$	<b>0.20</b>	<b>0.20</b>

$$Q = Q_x = Q_y = 1 + 0.2 = 1.2$$

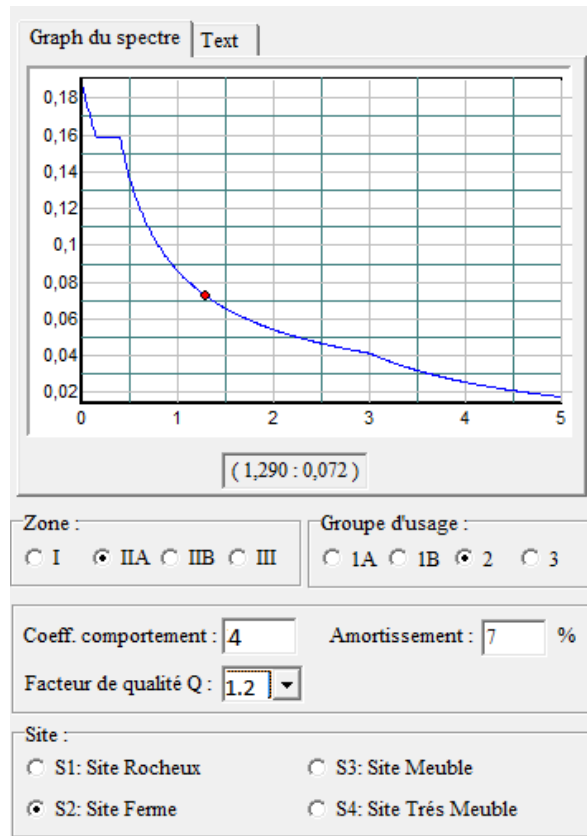
**V.5.2.6/-Coefficient de comportement R :**

La valeur de R est donnée par le **tableau 4.3 R.P.A99/v2003** en fonction contreventement du système tel qu'il est défini dans **l'article 3.4 du R.P.A99/2003**.

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Après la détermination du pourcentage de répartition des charges soit verticales ou horizontales entre les portiques et les voiles conclu que le coefficient de comportement global de la structure égale à : **(R=4)**

D'après les résultats obtenus, les voiles reprennent plus de 40% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles **(d'après RPA99)**.





**Figure V-1:** Diagramme spectre de réponse

### V.5.2.7/-Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

❖  $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

❖  $C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Il est donné par le tableau 4.6 du **RPA99/v2003**.

#### 1. Estimation de la période fondamentale :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

❖  $h_N$  : hauteur de notre structure  $h_N = 28.56\text{m}$

❖  $C_T$  : notre structure assurée partiellement par des voiles en béton armé :  $C_T = 0.05$

$$T = 0,05 \times 28.56^{3/4} = 0,61 \text{ sec}$$

**2. Périodes :**

$$T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

**a) Sens-x**

$$h_N = 28.56 \text{ m} ; D_x = 17.2 \text{ m}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 28.56}{\sqrt{17.2}} = 0.62 \text{ s}$$

**b) Sens-y**

$$h_N = 28.56 \text{ m} ; D_y = 12.9 \text{ m}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 28.56}{\sqrt{12.9}} = 0.79 \text{ s}$$

**Donc :** T empirique = (T<sub>x</sub> = 0.62 s et T<sub>y</sub> = 0.79 s)

$$T_x = \min(0.61 ; 0.62) \rightarrow T_x = 0.61 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.61 ; 0.79) \rightarrow T_y = 0.61 \text{ s}$$

**V.5.2.8/-Facteur d'Amplification D :**

$$\text{On adopte : } T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

**a) Sens-x**

$$D(x) = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0.882 \left( \frac{0.4}{0.61} \right)^{2/3} = 1.568$$

**b) Sens-y**

$$D(y) = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0.882 \left( \frac{0.4}{0.61} \right)^{2/3} = 1.568$$

**Remarque :** le poids total de la structure est donné par le logiciel ROBOT :

$$W = 25471.88 \text{ KN.}$$

**Tableau V.5 :La Masse de la structure**

STORY	DIAPHRAGM	MASSX
STORY10	D10	176.437
STORY9	D9	179.772
STORY8	D8	181.72
STORY7	D7	182.554
STORY6	D6	183.568
STORY5	D5	194.558
STORY4	D4	198.729
STORY3	D3	226.320
STORY2	D2	255.149
STORY1	D1	286.320
<b>somme</b>		<b>25471.88</b>

**Donc :**

$$V_x = \frac{0,15 \times 1.568 \times 1,2}{4} \times 2596039,46 = 183176.54 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1.568 \times 1,2}{4} \times 2596039,46 = 183176.54 \text{KN}$$

### **V.6.DISTRIBUTION VERTICALE DE LA FORCE SISMIQUE :**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

**F<sub>t</sub>** : la force contenue au somme de la structure permet de tenir compte du mode supérieur de vibration:

$$F_t = 0,07.T.V \leq 0,25V$$

$$F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} T_y \geq 0,61s \\ T_x < 0,61s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} F_{ty} = 0.07 V_y T_y \leq 0,25 V_y \\ F_{tx} = 0 \end{cases}$$

$$F_{ty} = 0.07 \times 183176.54 \times 0.61 = 7821.63 \text{KN} \leq 0,25 \times 183176.54 = 45794.13 \text{KN}.$$

$$F_i = \frac{(V - Ft) W_i h_i}{\sum_j^n W_j h_j}$$

$F_i$  : effort horizontal revenant au niveau  $i$  .

$h_i$  : le niveau ou s'exerce la force  $F_i$ .

$W_i$   $W_j$ : poids revenant aux planchers,  $i, j$ .

$h_j$  : niveau d'un plancher quel conque.

**Tableau V.6:** disposition de la force sismique

STORY	MASSX	ELEVA	W*HI	VX (KN)	VY (KN)
STORY10	83825.21	31.62	2650553.14	644.15	216.78
STORY9	107495.24	28.56	3070064.05	1101.29	368.11
STORY8	113235.87	25.5	2887514.69	1468.17	482.70
STORY7	113235.87	22.44	2541012.92	1775.40	576.87
STORY6	119741,92	19.38	2320598.41	2035.28	658.87
STORY5	119741,92	16.32	1954188.13	2256,40	729.72
STORY4	127013,38	13.26	1684197.42	2435,10	790.57
STORY3	127013.38	10.2	1295536.48	2579,22	840.79
STORY2	198742.42	7.14	1419020.88	2708,59	882.91
STORY1	286566.43	3.06	87689327.58	2727,81	890.74

**V.7.VERIFICATION DES DEPLACEMENTS :**

Selon la RPA99v2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$R \cdot \Delta_K < 0.01 \cdot h_e$$

Avec :

$\Delta_K$  : Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "k-1" avec :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

R : Coefficient de comportement  $R = 4$

$h_e$  : hauteur de l'étage

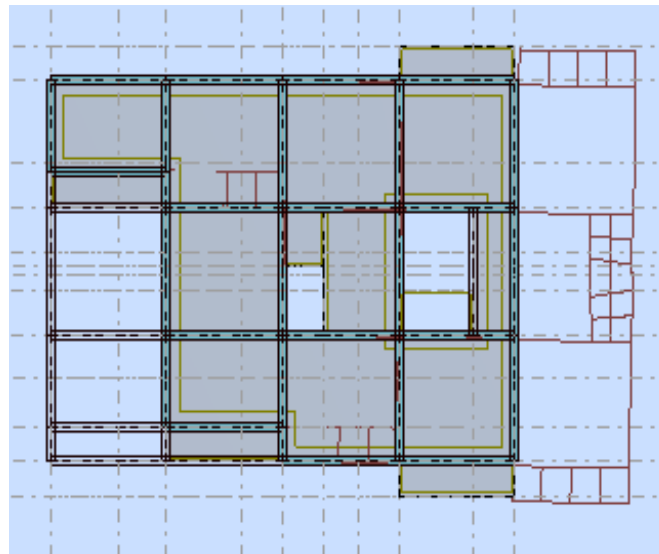
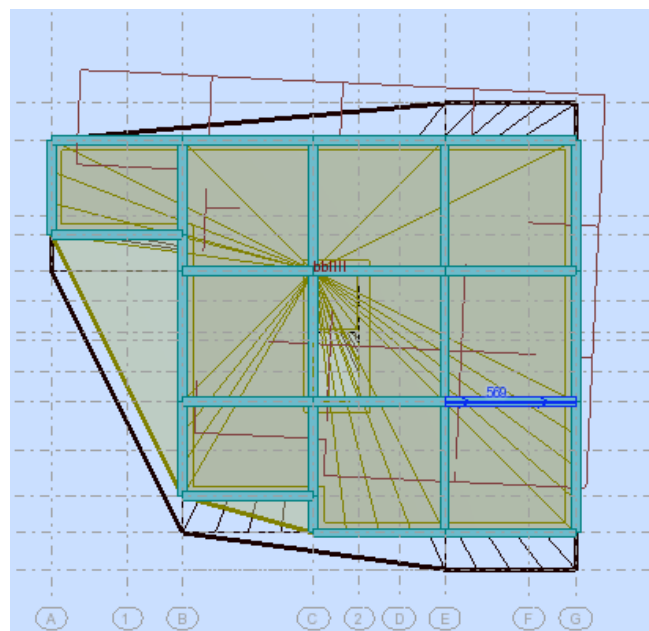
$\delta_K$  : déplacement horizontale à chaque niveau K.

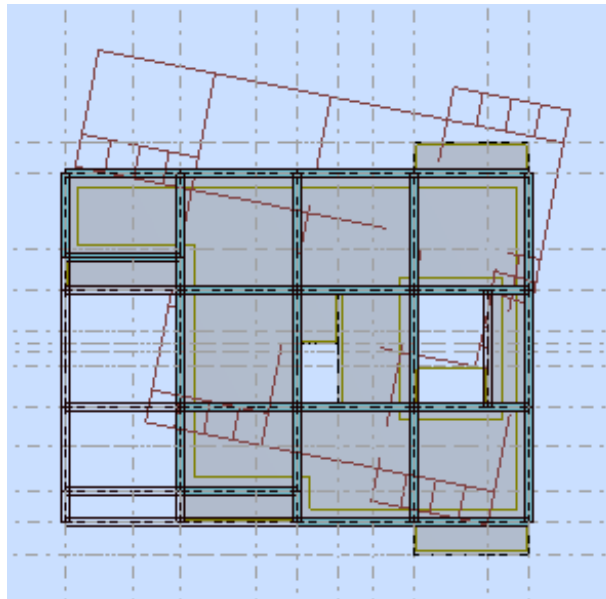
$\delta_{ek}$  : déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y comparis l'effet de torsion).D'après les résultat donnés par le *ROBOT*.

Les déplacements relatifs des noeuds maitres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7 : vérification des déplacements**

STORY	$\delta_x$ max (CM)	$\delta_y$ max (CM)	HAUTEUR/ 100 / R (CM)	VERIFICATION	VERIFICATION
STORY10	0,001	0,000	0,8742857	CV	CV
STORY9	0,007	0,001	0,8742857	CV	CV
STORY8	0,017	0,002	0,8742857	CV	CV
STORY7	0,031	0,002	0,8742857	CV	CV
STORY6	0,048	0,002	0,8742857	CV	CV
STORY5	0,067	0,001	0,8742857	CV	CV
STORY4	0,088	0,000	0,8742857	CV	CV
STORY3	0,111	-0,000	0,8742857	CV	CV
STORY2	0,136	-0,001	0,8742857	CV	CV
STORY1	0,161	-0,005	0,8742857	CV	CV

**V.7.1/- Vérification des modes :****➤ Mode 1****Figure V- 2 :**Participation massique dans le premier mode.**➤ Mode 2 :****Figure V- 3 :** Participation massique dans le deuxième mode.

➤ **Mode 3 :****Figure V- 4 :**Participation massique dans le troisième mode**Tableau V.8 :** Vérification des modes.

Mode	Période	Ux	Uy	SumUx	SumUy
1	0,64	68,47	0,08	68,47	0,08
2	0,63	68,48	46,14	0,01	46,06
3	0,49	68,69	61,46	0,21	15,33
4	0,20	79,62	61,47	10,92	0,00
5	0,15	79,62	76,50	0,00	15,03
6	0,12	79,65	79,32	0,04	2,83
7	0,11	83,76	79,33	4,10	0,00
8	0,08	83,76	79,46	0,00	0,14
9	0,07	83,76	84,62	0,00	5,16
10	0,07	85,93	84,63	2,17	0,01

**Tableau V.9:**Variation de la période

<b>T<sub>x</sub></b>	<b>T<sub>y</sub></b>	<b>T<sub>x emp</sub></b>	<b>T<sub>y emp</sub></b>	<b>T<sub>x emp</sub> × 1.3</b>	<b>T<sub>y emp</sub> × 1.3</b>	<b>Condition de RPA</b>
0,64	0,63	0,61	0,61	0.793	0.793	CV

**Tableau V.9:** Variation de la période

### V.9.L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE :

La résultante des forces à la base 'F' obtenue par combinaison des valeurs Modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques Déterminées par la méthode statique équivalente 'V (RPA99 ; 2003 Article. 4.3.6)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de Rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = (N_d / B_c \cdot f_{c28}) \leq 0,3 \text{ [RPA99/V2003 ]}$$

V : Effort normal réduit.

N<sub>d</sub> : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en [N]

B<sub>c</sub> : section du poteau en [mm<sup>2</sup>]

f<sub>c28</sub> : résistance caractéristique à la compression du béton en [MPa].

- **Remarque** : l'effort normal est donné par le logiciel ROBOT:

- **N<sub>d</sub> = 2447.17 KN = 2447177,39N.**

B<sub>c</sub> = 60 x 60 = 3600cm<sup>2</sup> = 360000 mm<sup>2</sup>

f<sub>c28</sub> = 25 MPa

V = (2447177,3925 / 360000 \* 25) = 0.2719 ≤ 0,3 (**condition vérifiée**).

- **N<sub>d</sub> = 1781.37KN = 1781375,16N**

B<sub>c</sub> = 55 x 55 = 3025cm<sup>2</sup> = 302500 mm<sup>2</sup>

f<sub>c28</sub> = 25 MPa

V = (1781375,16 / 302500 \* 25) = 0.235 ≤ 0,3 (**condition vérifiée**).



Sens	V (Dyn) (KN)	V (stat.eq)	80%V stat.eq	$0.8V_{stat} \leq V(Dyn)$
X	2935,19	2596.04	2076.84	Oui
Y	2935,19	2596.04	2076.84	Oui

**Tableau V.12 :** Vérification L'efforts Cisaillement

# CHAPITRE VI

## CHAPITRE VI

### ETUDE DES PORTIQUES

#### VI.1.INTRODUCTION :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres) L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

#### VI.2.DEFINITION :

- **Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres Permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

- **Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

- **Voiles :**

Ce sont des éléments verticaux dont la longueur est nettement supérieure à l'épaisseur  $h \geq (4 \times e)$  qui sont utilisés pour reprendre les efforts horizontaux dûs au séisme.

#### VI.3.FERRAILLAGE DES PORTIQUES:

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont à considérer sont les suivantes :

- **G** : Charges permanentes.
- **Q** : Charges d'exploitations.
- **E** : Efforts sismiques.

**VI.3.1/-Combinaisons d'actions :**

➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [CBA93] :

- $1,35G + 1,5Q \longrightarrow$  Etat Limite ultime.
- $G+Q \longrightarrow$  Etat Limite de service.

➤ Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

- $0,8 \times G \pm E$  }  $\implies$  Poteaux
- $G + Q \pm E$  }
- $G + Q \pm 1.2E \implies$  Poutres

Les efforts sont calculés en tenant compte des combinaisons obtenues à l'aide du logiciel

**ROBOT.**

**VI.3.2/-Ferrailage des poutres :**

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : **(30×40) cm<sup>2</sup>.**
- Poutres secondaires : **(30×35) cm<sup>2</sup>.**

a) Ferrailages réglementaires :

1) **Recommandation du R.P.A.99 (version 2003) [ART 7.5.2.1] :**

➤ **Armature longitudinale :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, donc :

- Armatures minimales :  $0.5\% \times B$  en zone IIa.
- Armatures maximale  $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$
- Longueur de recouvrement est de :  $40.\emptyset$  en zone IIa.

Avec : **B** : Section de la poutre.

➤ **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \text{ min} = 0,003 \times S \times b$$

**Avec:**

**b :** Largeur de la section.

**S :** L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left( \frac{h}{4}; 12 \times \varnothing \right)$$

-En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

2) **Règlement BAEL91** :[BAEL91r99 /Article-4.2]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b) **Les sollicitations des poutres :**

A l'aide du fichier des résultats donnés par le logiciel "**ROBOT**" ; on obtient les résultats suivants :

**Tableau VI.1:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [kN.m] et efforts tranchants

Combinaisons	Sollicitations	Poutres principales (30x40)cm	Poutres secondaires (30x35)cm
<b>E.L.U</b> <b>(1,35G+1,5Q)</b>	M <sub>t</sub> [kN.m]	58.31	42.51
	N [kN]	0	0
	M <sub>a</sub> [kN.m]	-127.67	-38.82
	N [kN]	0	0
<b>E.L.S (G+Q)</b>	M <sub>t</sub> [kN.m]	42.28	31.00
	N [kN]	0	0
	M <sub>a</sub> [kN.m]	-92.69	-28.32
	N [kN]	0	0
<b>A.C.C</b> <b>(G+Q±E)</b> <b>(0,8 G ± E)</b>	M <sub>t</sub> [kN.m]	198.78	209.25
	N [kN]	0	0
	Ma [kN.m]	-198.47	-183.57
	N [kN]	0	0
<b>Effort Tranchant</b>	T [kN]	156.55	170.42

➤ **Armatures longitudinales :**

**1. Conditions imposées par le RPA99/V2003 :**

- Poutre principale :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

**2. Conditions imposées le BAEL91 :**

- **Poutre principale :**

$h = 40 \text{ cm}$ ;  $b = 30 \text{ cm}$ ;  $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaire :**

$h = 35 \text{ cm}$ ;  $b = 30 \text{ cm}$ ;  $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 35 = 31.5 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

### 3. Exemple de Calcul : Poutres principales (30x40) cm<sup>2</sup>

#### A. En travée :

##### ❖ Situation durable et transitoire :

##### ➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 58,31 \text{ KN.m} = 58310 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{58310}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,105 < \mu = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,140$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,943$$

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{58310}{348 \times 0,943 \times 36} = 4,43 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

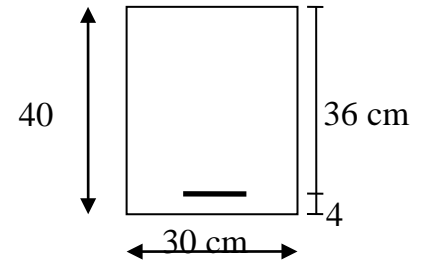
##### ❖ Situation accidentelle :

$$M_t^{\text{acc}} = 98,78 \text{ KN.m} = 98780 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{98780}{18,48 \times 30 \times (36)^2} = 0,137$$

$$\mu = 0,276 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow \text{(acier FeE400)} \Rightarrow A \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$



**Figure VI-1** : Schéma d'une section de calcul en travée.

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,185$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,945$$

- Détermination des armatures :

$$A^{\text{acc}} = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{98780}{400 \times 0,945 \times 36} = 7,25 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}; A_{\text{acc}}) \Rightarrow A_t = 7,25 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$5T14 \longrightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^s = 42,28 \text{ KN.m} = 42280 \text{ N.m}$$

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

$$\text{Avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{58310}{42280} = 1,37$$

$$\alpha = 0,088 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

❖ Conclusion :

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



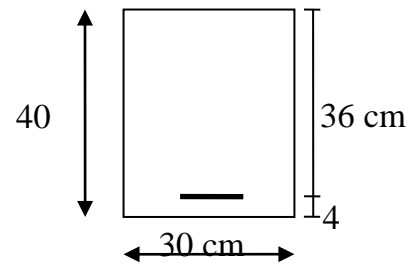
**B. En appuis :**❖ **Cas fondamentaux :**➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

Figure VI – 2:Section de calcul en Appuis.

$$M_a^u = 127.67 \text{ KN.m} = 127670 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{127670}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,231$$

$$\mu = 0,231 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,303$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,905$$

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{127670}{348 \times 0,905 \times 36} = 10,26 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

❖ **Situation accidentelle :**

$$M_a^{\text{acc}} = 198.47 \text{ KN.m} = 198470 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{198470}{18,48 \times 30 \times (36)^2} = 0,270$$

$$\mu = 0,270 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,612$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,955$$

- Détermination des armatures :

$$A_{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{198470}{400 \times 0,955 \times 36} = 11.51 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{acc}) \Rightarrow A_a = 11.51 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$8T14A = 12,31 \text{ cm}^2$$

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

$$M_a^{ser} = 92.69 \text{ KN.m} = 92690 \text{ N.m}$$

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

$$\text{Avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{127670}{92690} = 1,38$$

$$\alpha = 0,125 < \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

- ❖ Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

- c) Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{max} = 156550 \text{ KN} = 156550 \text{ N}$$

- a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

[CBA93/A.5.1.3]

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

Avec :  $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 \Rightarrow a = 32,4 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = 156550 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

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

**b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]**

On doit vérifier que :

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{1,15}{400} \left[ 156550 + \frac{174290}{0,9 \times 36} \right] \times 10^{-2} = 4,65 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

**c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{156550}{30 \times 36 \times 10^2} = 1,44 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

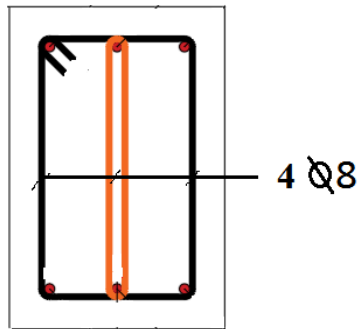
**d. Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  : [Article BAEL91/4.2.3]**

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{1 \text{ min}} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,40 \right) = 1,14 \text{ cm} = 11,4 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm de nuance d'acier FeE235} \Rightarrow 3\phi_8 \quad A_t = 1,51 \text{ cm}^2.$$



**FigureVI – 3:** Armatures transversales.

- L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,80 \times 235}{30 \times (1,44 - 0,3 \times 2,1)} = 15,50 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(32,4 ; 40) = 32,4 \text{ cm} [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm} [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 2}].$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 32,4 \text{ cm}$$

❖ Selon le RPA99 (version2003) :

➤ Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \emptyset\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,40\right) = 10 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 15 \text{ cm en zone courante} \\ \delta_t = 10 \text{ cm en zone nodale} \end{array} \right.$$

**e. Vérification des armatures transversales:**

➤ Zone nodale :

$$A_{t \min} = 0,005 \times 10 \times 30 = 1,15 \text{ cm}^2$$

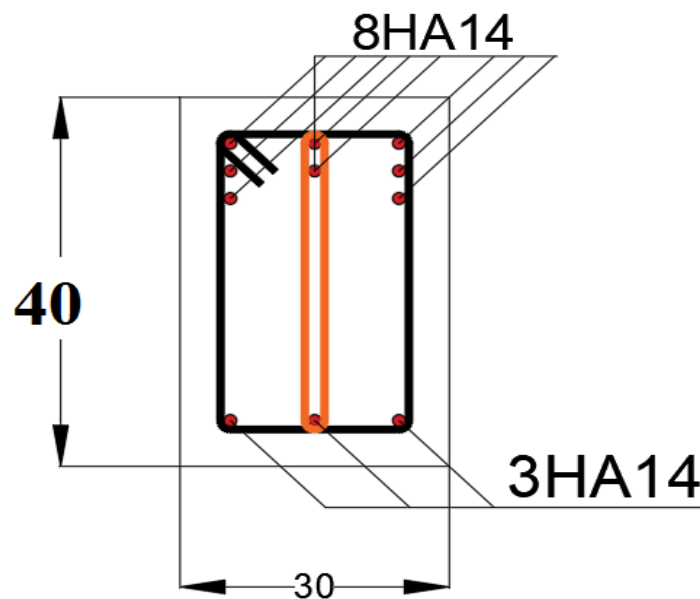
➤ Zone courante :

$$A_{t \min} = 0,005 \times 15 \times 30 = 2,25 \text{ cm}^2$$

**f. Longueur de recouvrement :**

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, nous pouvons prendre  $L_r = 40\phi$

$$L_r = 40 \cdot 1,4 = 56 \text{ cm.}$$



**Figure VI - 4 :** Schéma de ferrailage de la poutre principale (Appuis)

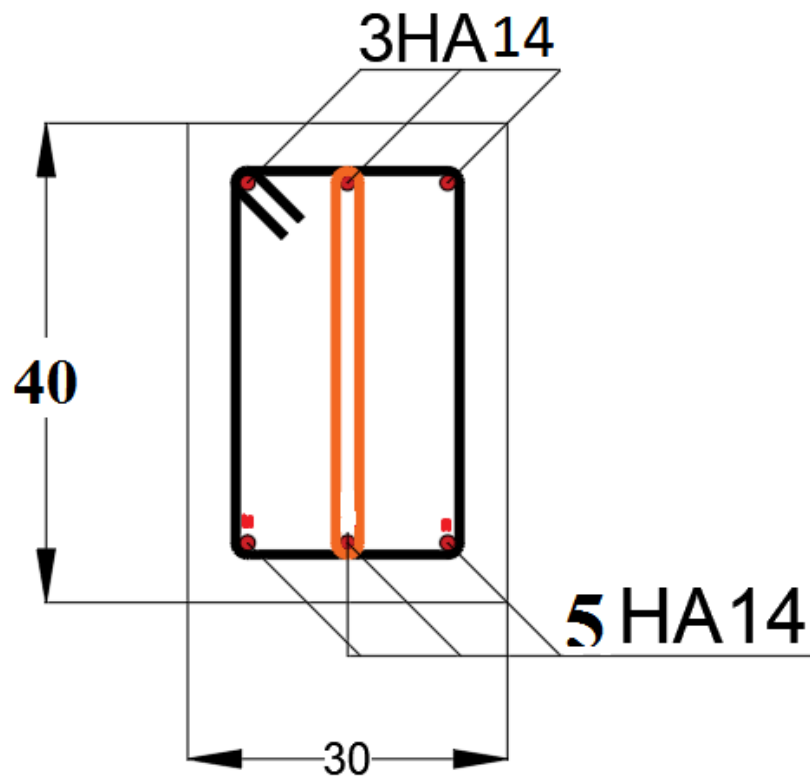


Figure VI - 5 : Schéma de ferrailage de la poutre principale (Travée)

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

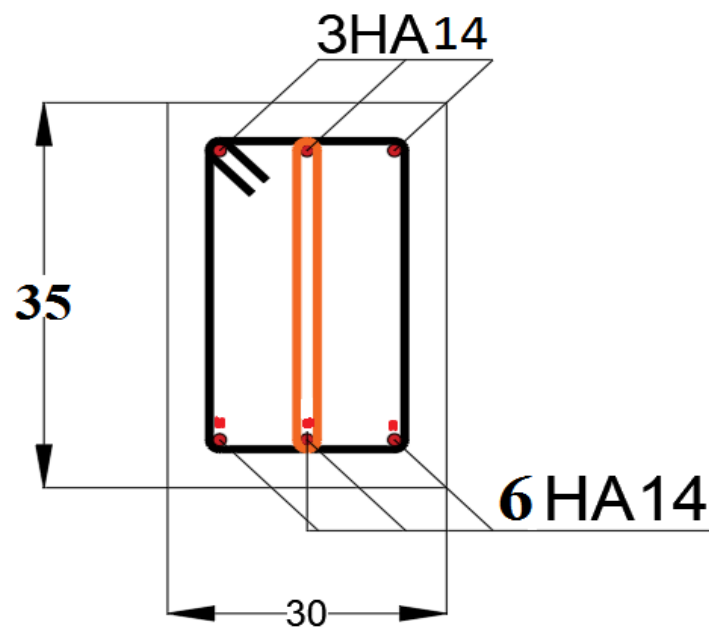
Type		$A_{calcul}$ (cm) <sup>2</sup>	$A_{choisie}$ (cm) <sup>2</sup>	$A_{adobtere}$ (cm) <sup>2</sup>	$Q_t$ (cm)	$\delta_t$ (cm) zone courante	$\delta_t$ (cm) zone nodale
Poutres principales	Travée	7.25	5T14	7.70	$\phi 8$	15	10
Poutres principales	Appui	11.51	8T14	12.31	$\phi 8$	15	10

#### 4. Etude des poutres secondaires P.S (30 x 35) :

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales.

**Tableau VI.3 :**Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres Secondaires

Type		$A_{calcul}$ (cm) <sup>2</sup>	$A_{choisie}$ (cm) <sup>2</sup>	$A_{adobtere}$ (cm) <sup>2</sup>	$Q_t$ (cm)	$\delta_t$ (cm) zone courante	$\delta_t$ (cm) zone nodale
Poutres Secondaires	Travée	9.02	6T14	9,24	$\phi 8$	15	10
Poutres Secondaires	Appui	12.1	8T14	12.32	$\phi 8$	15	10



**Figure VI - 6 :** Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (Travée)

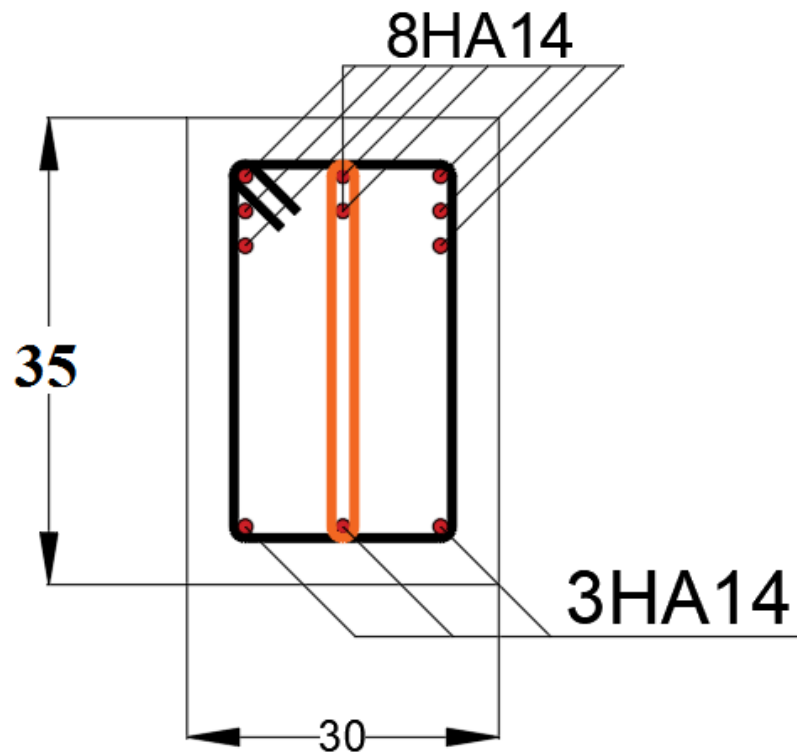


Figure VI - 7 : Schéma de ferrailage de la poutre principale (Appuis)

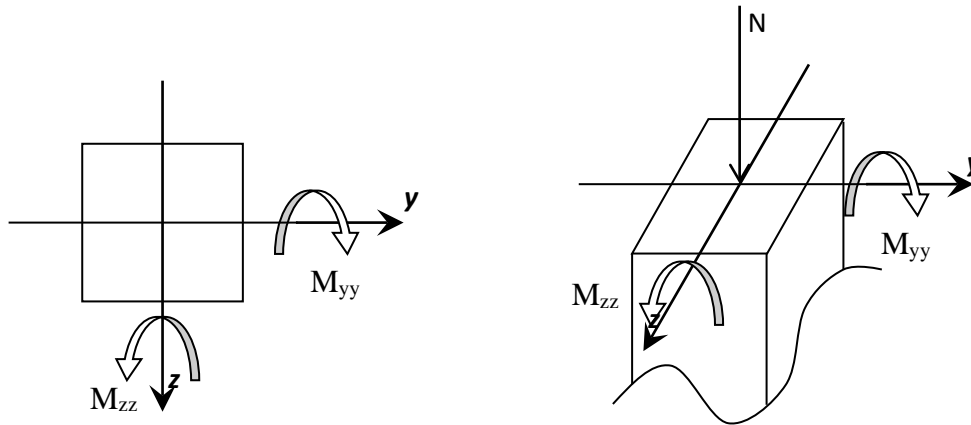
Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires.

Type des poutres		A cal [cm <sup>2</sup> ]	Barres choisis	Acorr [cm <sup>2</sup> ]
Poutres Principales (30x40)	Travées	7.25	5T14	7.70
	Appuis	11.51	8T14	12.32
Poutres Secondaires (30x35)	Travées	9.02	6T14	9.24
	Appuis	12.1	8T14	12.32



### VI.3.3/-Etude des 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 ( $M_{y-y}$ ,  $M_{z-z}$ ) (voir fig.VI.8)



**Figure VI - 8 :** Sollicitation sur les poteaux.

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Une section partiellement comprimée (**s.p.c**).
- ❖ Une section entièrement comprimée (**s.e.c**).
- ❖ Une section entièrement tendue (**s.e.t**).

- **Section partiellement comprimée :**

Une section partiellement comprime si :

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal  $N$ ) se trouve à l'extérieur des armatures si l'effort normal est un effort de traction.

Le centre de pression si de trouve à l'extérieur de la section si l'effort normal est un effort de compression

Si l'effort normal de compression se trouvée à l'intérieur de la section ; alors il faut vérifie :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c') \geq N'(d - c') - M_1$$

Avec  $M_1$  : Moment fléchissant par rapport aux armatures tendues.

- **Section entièrement comprimée :**

La section est entièrement comprimé => le diagramme des déformations passe par le pivot C [domaine 3] caractérise par  $\epsilon_b = 2 \%$  pour la fibre sitée à  $\frac{3}{7}$  de la fibre la plus comprimé.

- **Section entièrement tendue :**

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

### VI. 3.3.1. Combinaison de charges :

➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le **[B.A.E.L 91]** :

- $1,35G + 1,5Q \longrightarrow$  Etat Limite ultime.
- $G + Q$  Etat Limite de service.

➤ Combinaisons accidentelles selon le **[RPA 99v2003]** :

- $0,8 \times G \pm E$
- $G + Q \pm E$

### VI.3.3.2. Principe de calcul :

1)  $N^{\max}, M_{zz\text{corr}}$

2)  $N^{\max}, M_{yy\text{corr}}$

3)  $M_{zz}^{\max}, N_{\text{corr}}$

4)  $M_{yy}^{\max}, N_{\text{corr}}$

5)  $N^{\min}, M_{zz\text{corr}}$

6)  $N^{\min}, M_{yy\text{corr}}$

### VI.3.3.3. Ferrailage des poteaux :

#### a) Ferrailage réglementaire :

#### 1) Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.4.2.1] :

➤ **Armatures longitudinales :**

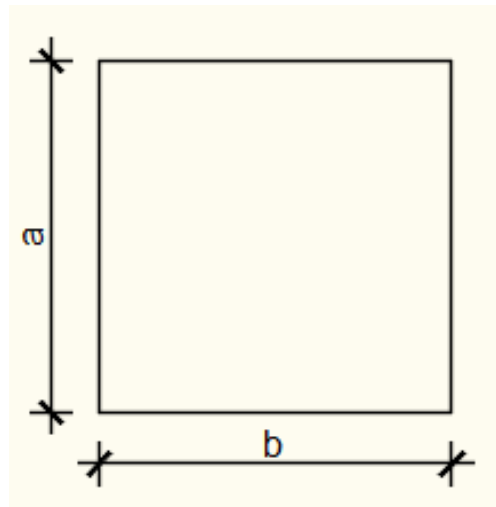
Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en (**Zone IIa**).
- Leur pourcentage maximal sera de :

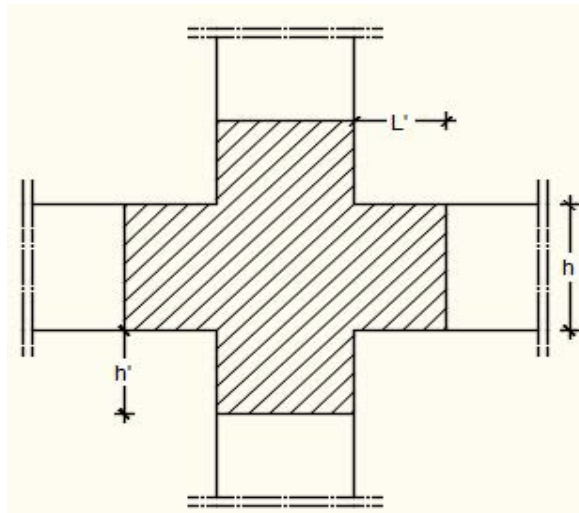
- ✓ 4% en zone courante.
- ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale du recouvrement est de :
  - ✓  $40 \Phi$  en (**Zone IIa**).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
  - ✓ 25cm en (**Zone IIa**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$L' = 2 h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$



**Figure VI-9:** Section de calcul du poteau.



**Figure VI- 10:** Zone nodale.

Avec :

**h**: la hauteur de la poutre.

**b** et **a** : dimension du poteau.

**he**: la hauteur libre entre deux niveaux.

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e} \quad [\text{RPA99/7.4.2.2}]$$

Avec :

**T<sub>u</sub>** : Effort tranchant ultime.

**a** : Hauteur totale de la section brute.

**f<sub>e</sub>**: Limite élastique des armatures transversales.

**ρ<sub>a</sub>**: Coefficient dépendant de l'élançement géométrique λ<sub>g</sub>.

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad \lambda_g = \frac{L_f}{a} \\ \rho_a = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

**δ<sub>t</sub>**: Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

- ✓ Zone nodale :  $\delta_t \leq \min(10\phi_L ; 15\text{cm}) \dots\dots\dots(\text{zone IIa})$ .
- ✓ Zone courante :  $\delta_t \leq 15.\phi_L \dots\dots\dots(\text{zone IIa})$ .

$\phi_L$  : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- Section minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$  en % est donnée comme suit :

- Si:  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
- Si:  $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- Si:  $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$  Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

## 2) Règlement BAEL91 :

### ➤ Armatures longitudinales : [B.A.E.L91/A.8.1.2.1]

Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :

$$A_{\min} \geq \max \left[ 0,2 \times \frac{b \times h}{100} ; 8 \times \frac{b+h}{100} \right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple ;}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour la flexion simple.}$$

$$A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{Pour la traction simple.}$$

### ➤ Armatures transversales : [BAEL91/A.8.1.3]

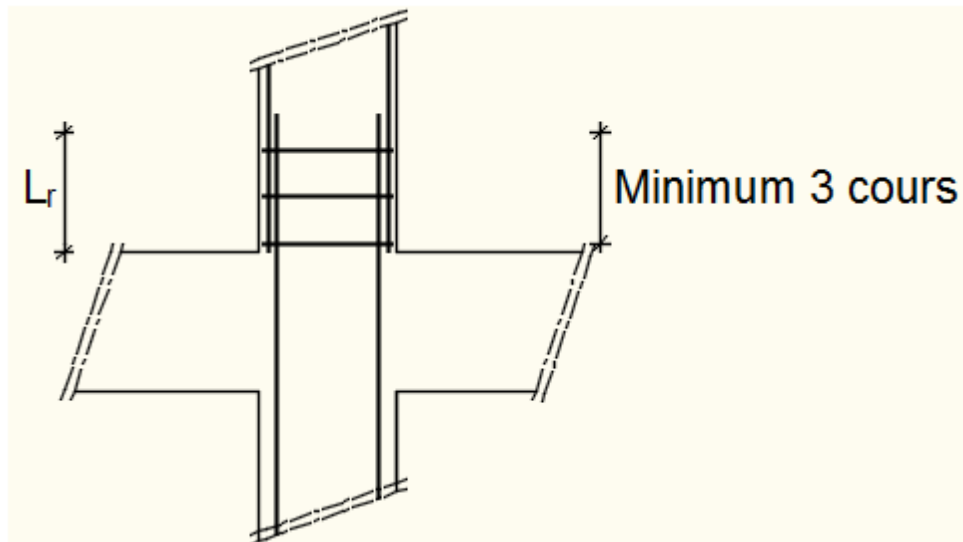
Le diamètre minimal des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_{L \max}}{3}$

Et l'espacement :  $\delta_t = \min(15\phi_{\min}, 40 \text{ cm}, (b + 10) \text{ cm})$

**b** : plus petite dimension de la section transversale du poteau.

$\phi_{L \min}$ : plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaires à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir au minimum trois cours des armatures transversales.



**Figure VI - 11:** Armatures transversales dans la zone de recouvrement.

Avec :

$L_r$  = Longueur de recouvrement.

❖ **Les types de poteaux :** Dans notre structure, on a 5 types de poteaux :

**Tableau VI.5:** Tableau récapitulatif des sections des poteaux.

Types	Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]
1	Sous-Sol - RDC	(60 × 60)
2	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	(55 × 55)
3	3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	(50 × 50)
4	5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	(45 × 45)
5	7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup> étage	(40 × 40)

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ROBOT sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable ( $1,35G+1,5Q$ ) pour la situation durable et ( $G+Q\pm E$ ) ( $0,8G\pm E$ ) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003 /ART 5.2].

**Tableau VI.6:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants.

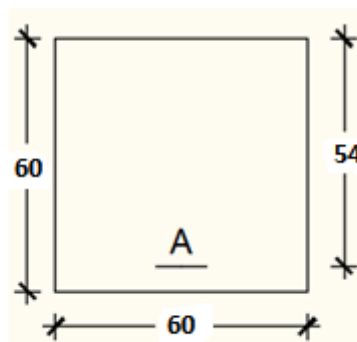
	Sollicitation <i>KN ou KN · m</i>	Poteaux (60 × 60) <i>cm<sup>2</sup></i>	Poteaux (55 × 55) <i>cm<sup>2</sup></i>	Poteaux (50 × 50) <i>cm<sup>2</sup></i>	Poteaux (45 × 45) <i>cm<sup>2</sup></i>
Combinaison $1,35G + 1,5P$  1 <sup>ier</sup> cas	$N_{\max}$	2874,86	2118,60	1468,70	912,36
	$M_{\text{corr}}$	3,83	1,30	0,65	0,43
	$T_{\max}$	0,41	0,34	0,65	0,59
Combinaison $G + P + Ex$ $0,8G + Ex$  2 <sup>ième</sup> cas	$N_{\max}$	2867,37	1948,11	1160,81	675,02
	$M_{\max}$	38,59	6,57	3,91	2,51
	$T_{\max}$	4,02	0,81	1,03	1,13

### 3) Exemple de calcul:

#### ➤ Ferrailage du poteau de section (60×60) cm<sup>2</sup> :

##### • Armatures longitudinales

1<sup>ier</sup> Cas : Combinaison fondamentale ( $1,35G + 1,5P$ )



**Figure VI - 12:** section de calcul

$$\begin{cases} N_{\max} = 2874,86 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 3,83 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal  $N'$  :**

$$e = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{383}{2874,86} = 0,75 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 5$$

$e_1 < (h/12)$  —————> On a une compression excentrée.

- **Vérification si on a une compression excentrée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{60} = 3,57 \text{ cm ; Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[ 15 ; 20 \times \frac{0,157}{40} \right] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 3,57 \leq \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = 15 \rightarrow$  on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

### **Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} : \text{Excentricité géométrique}$$

$e_a$  : Excentricité additionnelle

$e_2$  : Excentricité du second ordre

- ✓ **Excentricité additionnelle  $e_a$  :** [BAEL91]

$$e_a = \text{max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$



$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,6}{\sqrt{12}} = 0,172 \Rightarrow \lambda = \frac{2,142}{0,172} = 12,48$$

$$\lambda = 12,48 < 70 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,881$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214,2^2}{10^4 \times 60} \times [2 + 0,881 \times 2]$$

$$e_2 = 1,85 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1006,44 \times (0,00157 + 0,02 + 0,0124)$$

$$M'_1 = 34,19 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 2847,83 \text{ KN}$$

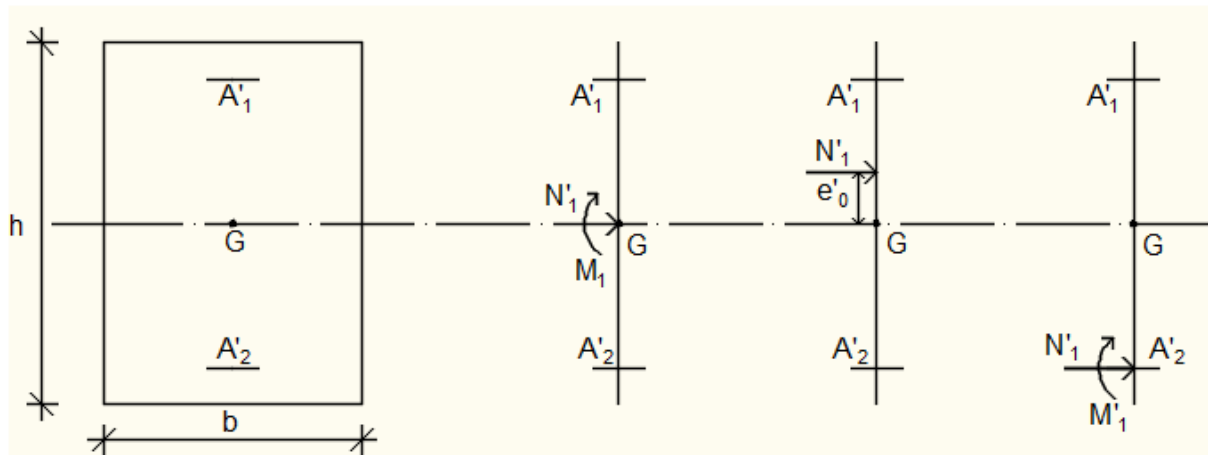
- Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{34,19}{2874,83} = 1,18 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué}$$

à l'intérieur de la section .

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$



**Figure VI - 13:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 34.19 + 2874.83 \times \left(0,36 - \frac{0,60}{2}\right)$$

$$M_1 = 174,54 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,881 \times 4) \times 14,2 \times 60 \times 60 = 853499,52 \text{ N.m}$$

$$(1) = 853,499 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2874.83 \times (0,36 - 0,04) - 174,54$$

$$(2) = 745,410 \text{ KN.m}$$

• Conclusion :

(1) = 853,499 KN.m > (2) = 745,410 KN.m → La section est partiellement comprimée(S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{174540}{14,2 \times 60 \times (56)^2} = 0,065$$

$$\mu = 0,065 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,085$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{174540}{348 \times 0,966 \times 56} = 19,71 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 19,71 - \frac{287483}{100 \times 348} = -10,18 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

**2<sup>ème</sup> Cas :** Combinaison accidentelle ( $G + P + 1,2 E_x$ )

$$\begin{cases} M_{\max} = 2867,37 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N_{\text{corr}} = 38,59 \text{ KN} \end{cases}$$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{2867,37}{38,59} = 4,4 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à}$$

l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentrée :

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{60} = 3,57 \text{ cm ; Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{2,75}{40}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 3,57 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$  on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

**Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle  $e_a$  : [BAEL91]**

$$e_a = \max \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \max \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214,2^2}{10^4 \times 60} \times [2 + 0,881 \times 2]$$

$$e_2 = 0,86 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 38,59 \times (0,0275 + 0,02 + 0,0124)$$

$$M'_1 = 23,15 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 2867,37 \text{ KN}$$

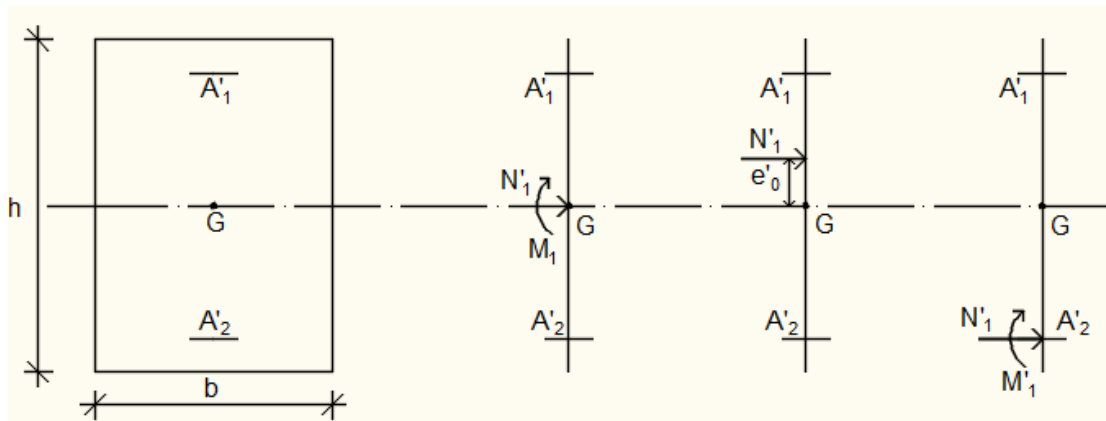
- Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$$e_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{2315}{2867,37} = 8,07 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est}$$

appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$



**Figure VI - 14:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 23,15 + 2867,37 \times \left(0,36 - \frac{0,60}{2}\right)$$

$$M_1 = 173,43 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,881 \times 4) \times 18,48 \times 60 \times 60 = 1110751,49 \text{ N.m}$$

$$(1) = 1110,751 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 38,48 \times (0,36 - 0,04) - 173,43$$

$$(2) = 161,11 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 1110,751 KN.m > (2) = 161,11 KN.m → La section est partiellement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{17343}{18,48 \times 60 \times (56)^2} = 0,049$$

$$\mu = 0,049 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,062$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{17343}{400 \times 0,974 \times 56} = 0,79 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

- $A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 0,79 - \frac{2867,37}{100 \times 400} = -1,22 < 0 \Rightarrow$  On prendra  $A = 0 \text{ cm}^2$
- **Conclusion** :

$$A_{\text{cal}} = \max(A_{\text{ELU}}; A_{\text{ACC}}) = 0 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales** :

➤ Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{\text{min}} = 0,8\% \times (b \times h) = 0,008 \times 60 \times 60 = 28,8 \text{ cm}^2$$

➤ Suivant B.A.E.L 91 :

$$A_{\text{min}} = \max \left[ \frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}, \frac{8 \cdot (b + h)}{100} \right] \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = \max \left[ \frac{0,2 \cdot 60 \cdot 60}{100}, \frac{8 \cdot (60 + 60)}{100} \right] \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = \max[7,2, 9,6] \text{ cm}^2 = 9,6 \text{ cm}^2$$

**Conclusion** :

$$A = \max(A_{\text{CAL}}; A_{\text{minRPA}}; A_{\text{minBAEL}}) = 28,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A = 4T12 + 8T20 = 29,66 \text{ cm}^2$$

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

$$T_{\text{max}} = 4,10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{4.1 \times 10^3}{60 \times 56 \times 100} = 0,012 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{ad}} = \min(0,1 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{ad}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{2}{3} = 0,66 \text{ cm} = 6,6 \text{ mm}$$

Donc on prendra  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  avec une nuance d'acier FeE235

• **Calcul des espacements :**

➤ **Suivant les règles BAEL 91:**<sup>2</sup>

$$\delta_t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; b+10\text{cm}) = 21\text{cm}$$

$$\Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone II)**

$$\text{Zone nodale : } \delta_t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Zone courante : } \delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 21 \text{ cm}$$

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

• **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214.2}{60} = 3.57\text{cm} < 5 \rightarrow A_{\min} = 0,5\% \times b \times \delta_t = 0,005 \times 60 \times 15 = 4.5 \text{ cm}^2$$

• **Détermination de la zone nodale : [RPA99 V2003.Art 7.4.2.1 page 49]**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot h \rightarrow L' = 2 \times 60 \rightarrow L' = 120\text{cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\right) = \max\left(\frac{306}{6}; 60; 60; 60\right) = 60 \text{ cm}$$

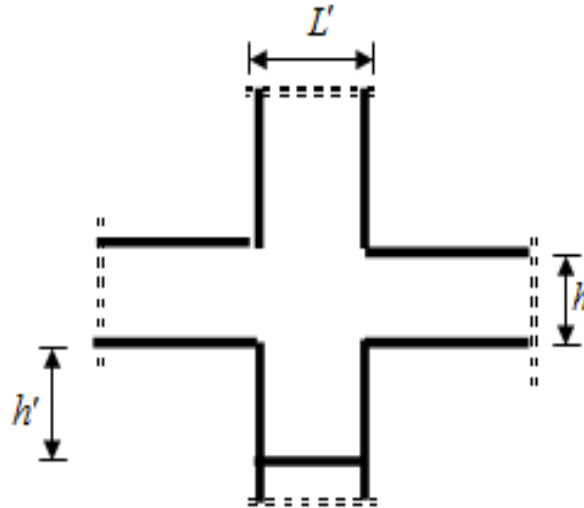


Figure VI -15: la zone nodale dans les poteaux

• **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{\max}}$$

$$L_r = 80 \text{ cm}$$

**Remarque :**

Nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau ( $60 \times 60 \text{ cm}^2$ ). Le reste des calculs est présenté dans le (tableau) qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales sur chaque type de poteau et selon les règlements utilisés B.A.E.L 91 et le R.P.A 99 .

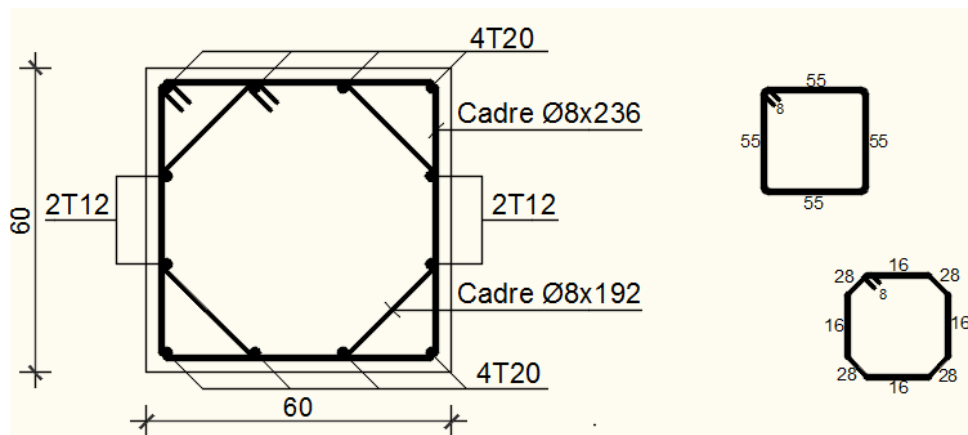


Tableau VI.7 : Récapitulation du ferrailage des poteaux.

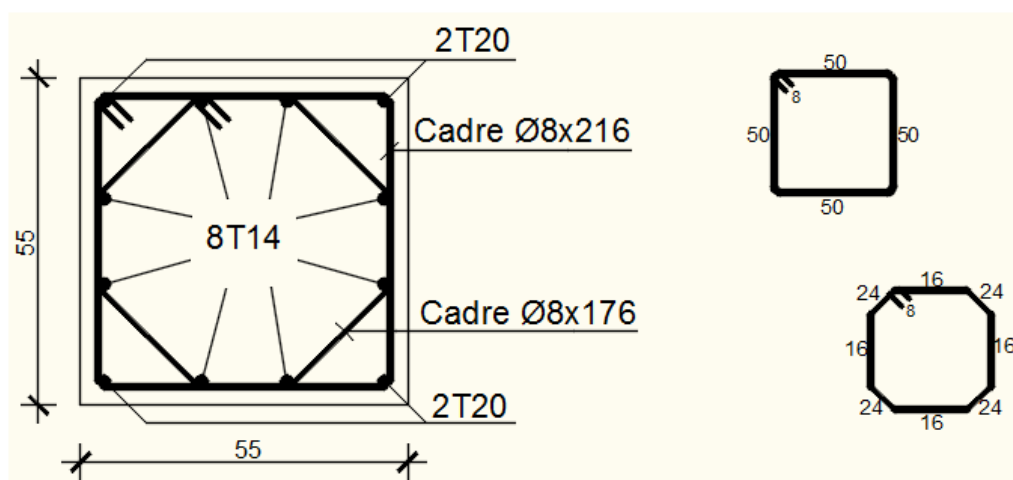
type	Section (cm <sup>2</sup> )	Acal (cm <sup>2</sup> )	Amin (RPA)(cm <sup>2</sup> )	Amin(BA EL) (cm <sup>2</sup> )	choix (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> )	recouvrement
1	(60 × 60)	0	28.8	9.6	4T12+8T20	29.66	80
2	(55 × 55)	0	24.2	8.8	8T14+4T20	24.88	80
3	(50 × 50)	0	20	8	8T14+4T16	20.36	80
4	(45 × 45)	0	16.2	7.2	12T14	18.47	80

## Ferrailage des poteaux :

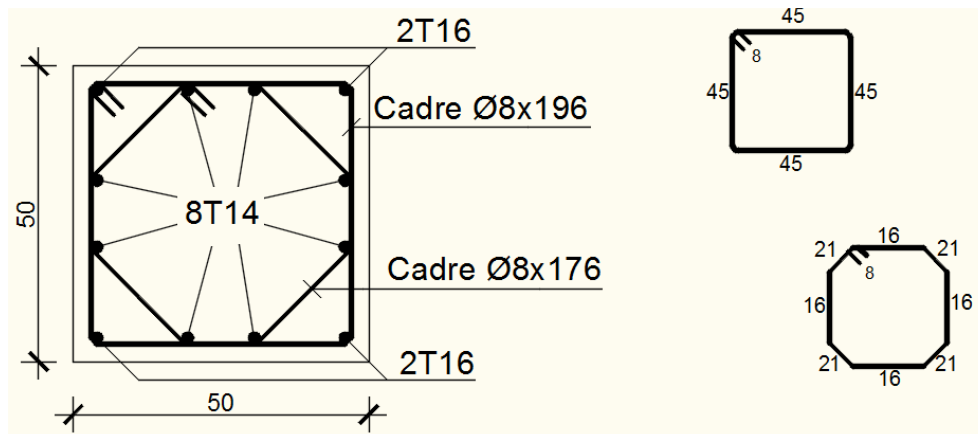
## • Poteaux 60 x 60 :



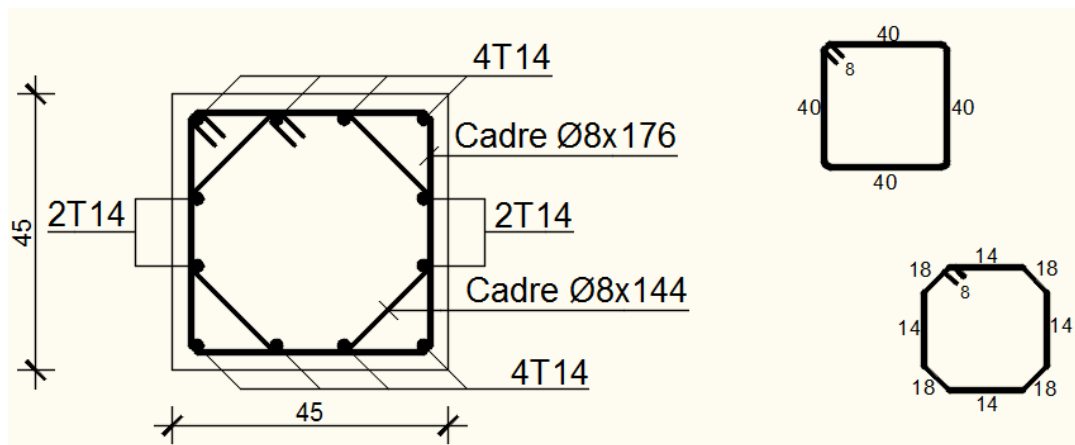
## • Poteaux 55 x 55 :



• **Poteaux 50 x 50 :**



• **Poteaux 45 x 45 :**



**VI.3.4/-Etude des voiles :**

❖ **Voiles de contreventement :**

**VI.3.4.1.Introduction :**

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique couler dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels).

Les Voiles sont ferrailés à l'aide des résultats donnés par le logiciel **ROBOT**.

#### **VI.3.4.2. Rôle de contreventement :**

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ❖ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ❖ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

#### **VI.3.4.3. Sollicitation de calcul :**

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Ces sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \text{ (E.L.U)} \\ G + Q \text{ (E.L.S)} \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

#### **VI.3.4.4. La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec:

**N** : effort normal appliqué.

**M** : moment fléchissant appliqué.

**A** : section du voile.

**V** : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

**I** : moment d'inertie.

- ❖ On distingue 3 cas :

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

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15. a. L$$

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

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A_v = F_t / f_e$  ; on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si :  $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$ , on ferraille avec la section minimale.

-Si :  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

**3<sup>eme</sup> cas:**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

**- Armatures verticales :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

**- Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure,

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%.
- En zone courante 0,10 %

### - Armatures transversales

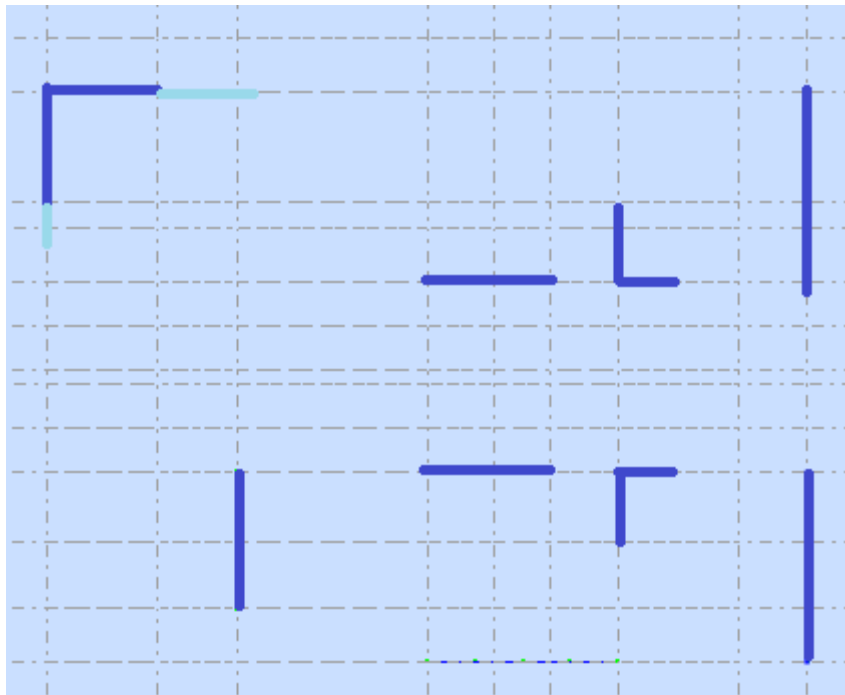
Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

## VI.4.FERRAILLAGE DES VOILES :

### VI.4.1/-Exemple de calcul :

On va calcul les voiles par logiciel **ROBOT**.

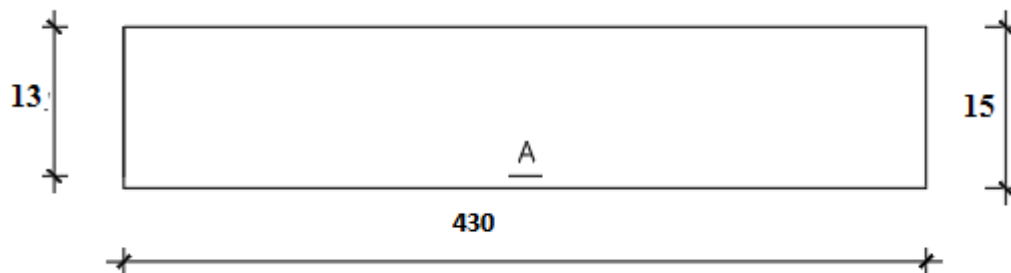


**Figure VI - 17** : disposition du voile

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier(**ROBOT**) ;les sollicitations maximales sont :

**Tableau VI.8:** Les sollicitations de calcul du voile

N [KN]	Mx[KN.m]	My [KN.m]	T [KN]
912,36	4.30	959,8	215.36

❖ **Situation accidentelle :**♦ **Sens x-x :****FigureVI - 18:** Section du calcul de voile .

Les sollicitation prises en compte sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 912,36 \text{ KN} \\ M_x = 4.30 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **Position du point d'application l'effort normal N :**

$e_0 = \frac{M_x}{N} = \frac{430}{91236} = 0.41 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 1,33 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 4.30 + 912.36 \times \left( 0.13 - \frac{0.15}{2} \right)$$

$$M_1 = 50.41 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 15 - 0,81 \times 2) \times 18,48 \times 430 \times 15$$

$$(1) = 409,44 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 912.36 \times (0.13 - 0,02) - 50.41$$

$$(2) = 49.95 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion** :

(1) = 409,44 KN.m > (2) = 49.95 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque** :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{50410}{18,48 \times 430 \times (13)^2} = 0,037$$

$$\mu = 0,037 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,048$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{50410}{400 \times 0,980 \times 13} = 9.89 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 9.89 - \frac{912360}{100 \times 400} = -12.91 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- Les armatures minimales : RPA : [Article 7.7.4.3]

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 430 \times 15 = 9.67$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A = 9.67 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$9T12 \longrightarrow A = 10.18 \text{ cm}^2$$

- ♦ Sens y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 912.36 \text{ KN} \\ M_y = 9598.54 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- ✓ Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M_y}{N} = \frac{9598.54}{912.36} = 105.05 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 35.83 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'extérieur de la section.}$$

$$M_1 = M_z + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 5.26 + 912.36 \left( 4.20 - \frac{4.30}{2} \right) = 1881.12 \text{ KN.m}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif  $M_1$ .

- Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{188112}{18.48 \times 15 \times (420)^2} = 0.080$$

$$\mu = 0.080 < \mu_L = 0.379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow \text{A n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.104$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{188112}{400 \times 0.958 \times 420} = 1.16 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 1.16 - \frac{912360}{100 \times 400} = -21.65 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$



- Les armatures minimales : RPA : [Article 7.7.4.3]

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 430 = 9.67$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 9.67 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$9T12 \longrightarrow A = 10.18 \text{ cm}^2$$

- L'espacement minimal des barres verticales et horizontales :

Selon RPA99 (version 2003) :

$$\checkmark S \leq \min(1.5x_a ; 30\text{cm})$$

$$\checkmark S \leq \min(1.5 \times 15 ; 30\text{cm}) = 22.5 \text{ cm}, \text{ alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : } S \leq 30\text{cm}$$

Donc, on adoptera un espacement :  $S = 20\text{cm}$ .

$$S' = 20/2 = 10\text{cm}$$

#### A. Calcul des armatures transversales :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b_0 \times d} \text{ avec : } \bar{T} = 1.4 \text{ T}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b \times d} = \frac{1.4 \times 215360}{(15 \times 420 \times 100)} = 0.47 \text{ MPa}$$

- Espacement des armatures transversales :

$$S \leq \min(1.5 \times 15; 30\text{cm}) = 22.5\text{cm}$$

Donc on adoptera un espacement :  $S = 20\text{cm}$ .

- Armatures transversales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 0 \text{ (Pas de reprise de betonage)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t = \frac{0,87}{0,9 \times \frac{400}{1}} \times 15 \times 20 = 0,73 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

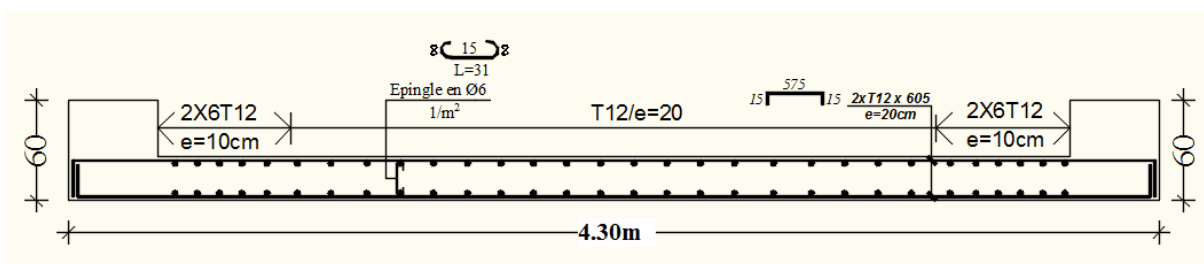
$$\frac{A_{tmin}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{tmin} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{15 \times 20}{400} \times \frac{0,87}{2} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{tcal}; A_{tmin})$$

$$A_t = \max (0,73 ; 0,33) \text{ cm}^2 = 0,73 \text{ cm}^2$$

- Choix : 2Ø8  $\Rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$



**Fig.VII.8 :** Dessin du ferrailage du voile de contreventement.

# CHAPITRE VII

## CHAPITRE VII

### ETUDE DES FONDATIONS

#### VII.1. INTRODUCTION :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir : Le poids propre, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Une fondation sert à :

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure.
- ✓ La bonne répartition des charges.
- ✓ Limiter les tassements du sol.

#### VII.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et le poids de la superstructure.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- Le raison économique (ferraillage).
- La facilité de réalisation (coffrage).

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ MPa}$$

##### VII.2.1/- Types de fondations :

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

##### a) Fondations superficielles :

- Semelles isolées : placées sous un poteau.
- Semelles filantes : placées sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochées.
- Radier général.

##### b) Fondations superficielles :

- Semelles sur puits.
- Semelles sur pieux.

### VII.3.LES COMBINAISONS D'ACTION :

D'après le RPA 99 v2003 de l'article 10.1.4.1 les fondations superficielles sont Dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
  - $0,8G \pm E$
- } [RPA99/2003/A.10.1.4.1]

D'après le DTR de l'article 2.33.1

- $1,35G + 1,5Q$
  - $G + Q$
- } [DTR/A.2.3.3.1]

### VII.4. CALCUL DES SEMELLES :

#### VII.4.1/- Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des semelles, il faut que:

- La semelle soit assez rigide pour que la réaction du sol puisse être considérée comme uniforme;
- La résistance à l'effort tranchant soit assurée: il est nécessaire de prévoir des aciers verticaux;
- La contrainte sur le sol soit compatible avec la résistance de celui-ci.
- Les tassements n'entraînent pas de désordres dans la superstructure ou soient compatibles avec les conditions d'utilisation.

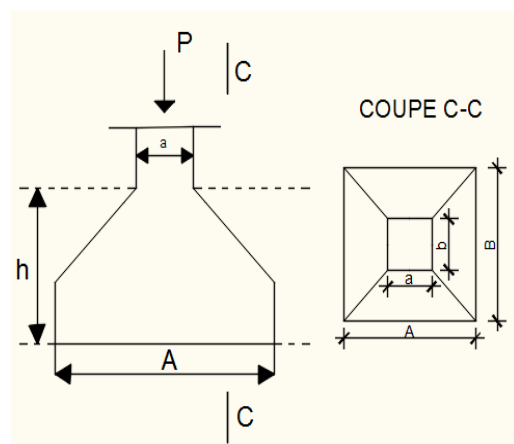
#### VII.4.2/-Pré dimensionnement :

- **Semelle centrale :**

$$N_u = 2098,86 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma}_{\text{Sol}} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N_u}{A \cdot B} \leq \overline{\sigma}_{\text{Sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \text{ d'ou } A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{\text{Sol}}} \end{array} \right.$$



**Figure VII-1:** Semelle isolée.

Avec :  $a = 60 \text{ cm}$  ;  $b = 60 \text{ cm}$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{60}{60} \times \frac{209886}{2,5}} = 289.75$$

$$A = \left(\frac{60}{60}\right) \times B \Rightarrow A = B$$

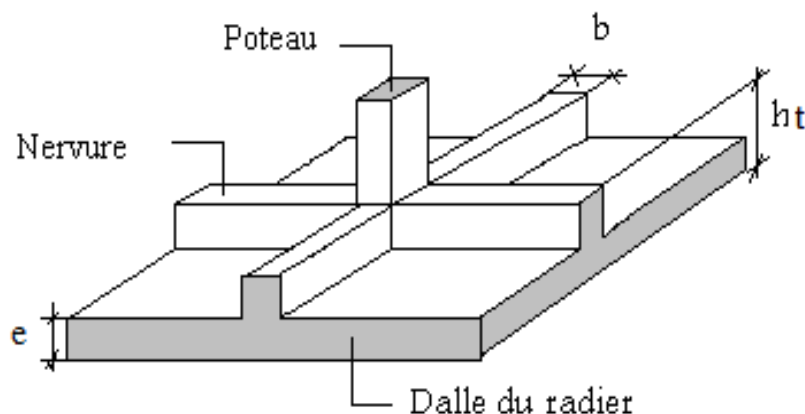
On prend :  $B = 320 \text{ cm} \Rightarrow A = 320 \text{ cm}$

Vu la grandeur des efforts acheminés par la structure au sol, ainsi le type de ce dernier (sol de moyenne résistance  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ MPa}$ ) et aussi notre structure comporte des voiles de contreventement ce qu'implique l'existence des semelles filantes, et après projection des dimensions des semelles filantes, elles se chevauchent suivant les deux directions ; pour cela le choix d'un radier général serait évident.

### IX.3- Etude du radier :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour supportent les poteaux, seront soumis à la réaction du sol.

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.



**Fig.VII.2** : Schéma d'un radier nervuré.

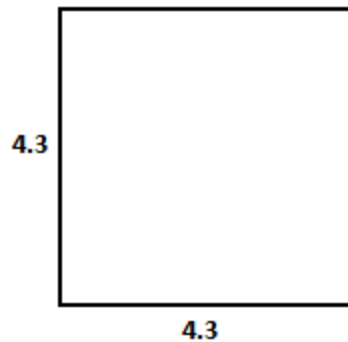
#### IX.3.1- Pré-dimensionnement du radier :

##### ❖ Hauteur du radier :

Le pré-dimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- a- Condition forfaitaire.
- b- Condition de rigidité.
- c- Condition de non poinçonnement.
- d- Condition de non cisaillement.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable :



**Figure VII.3** : Dimensions du panneau de la dalle le plus sollicité valeur panneau

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

$L$  : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4.30 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{4.30}{8} \leq h \leq \frac{4.30}{5} \Rightarrow \mathbf{0,53 \text{ m} \leq h \leq 0,86 \text{ m}}$$

- **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :  $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \quad \text{et} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{k \times b}{4 \times D}} \quad \text{et} \quad D = E \times I \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

$K$  : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne,  $K=40 \text{ MN/m}^3$  [1].

$E$  : module de Young du béton ( $E=3.10^4 \text{ MPa}$ );

$I$  : inertie du radier ;  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

b : largeur du radier.

Pour notre cas  $L = 4,30\text{m}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4,30}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,61 \text{ m}$$

• **Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1] :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28}; 4\text{Mpa}) = 3,75\text{Mpa}$$

Avec :

$$T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \times 1\text{ml}}{S_{rad}}$$

$$N_u = 74125,43 \text{ KN}$$

$$L = 4.30 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

On ajoute au radier un débord minimal de largeur  $d = 50\text{m}$  de chaque côté.

D'où :

$$S_{radier} = S_{bat} + 2 \times d (L_x + L_y)$$

$$S_{radier} = 428,4 + 2 \times 0,5 \times (17,2 + 12,9) = 458,5\text{m}^2$$

Donc la surface totale du radier est de **458.5 m<sup>2</sup>**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \times 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h_2)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_2 \geq \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau}_u)} = \frac{74125,43 \times 4,30}{2 \times 458,5 \times 0,5 \times 0,9 \times 3750} = 0,2059 \text{ m}$$

$$\rightarrow h_2 \geq 20,59 \text{ cm}$$

• **Condition de non poinçonnement : [CBA 93/ A.5.2.4.2]**

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots (1).$$

$N_u$ : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U :

$U_c$ : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen et

$h$  : Epaisseur totale du radier.



Pour notre structure :

$N_{\text{umax}} = 2874,86\text{KN}$  (Appliquée par un poteau de section carré (60x60) cm<sup>2</sup>).

$$U_c = 2x (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = (a + h)$$

$$b_1 = (b + h)$$

$$U_c = 2x (a_1 + b_1 + 2h)$$

L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0.045 \times 2x (0.6 + 0.6 + 2h) \times h \times \frac{25}{1.5}$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité :

$$2.99h^2 + 1.79h - N_u \geq 0$$

$$N_u = 2874,86\text{KN} = 2,87486\text{MN}$$

On aura :

$$h \geq 0.59\text{m} \rightarrow h \geq 59\text{cm.}$$

- **Conclusion:**

$$h \geq \text{Max} (h_1; h_2; h_3) = 61 \text{ cm}$$

On prend:  $h = 100 \text{ cm}$

**Remarque :**

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment ; on prend la hauteur du radier égale à  $h = 1.00\text{m}$ .

- **La hauteur des nervures :**

$$h_n \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{430}{10} = 43\text{cm.} \rightarrow \text{on prendra}$$

$$h_n = 60 \text{ cm.}$$

- **Epaisseur de la dalle :**

$$h_o \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{430}{20} = 21,5\text{cm.} \rightarrow \text{on prendra } h_o = 40\text{cm.}$$

**IX.3.2- Pré dimensionnement des poutres :**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$0.3h \leq b_o \leq 0.4h$  [BAEL91].

$0.3 \times 100 \leq b_o \leq 0.4 \times 100$

$30 \leq b_o \leq 40$

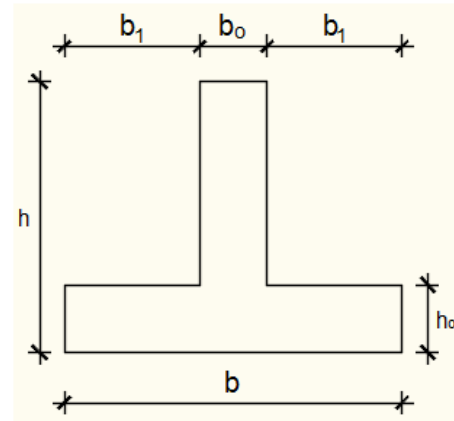
$b_o = 40\text{cm}$

$b_1 \leq \min ( L_y - b_o / 2 ) ; ( L_x / 10 )$

$( 430 - 40 / 2 ) = 195\text{cm} ; ( 430 / 10 ) = 43\text{cm}.$

$b_1 \leq 43\text{cm} \dots \dots \dots d'o\grave{u} b_1 = 40\text{cm}$

$b = b_o + 2b_1 = 40 + 2 \times 40 = 120\text{cm}.$



**Figure VII.4 :** Section de calcul.

**Tableau VII.1 :** Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements.

Type des poutres	H [cm]	h <sub>0</sub> [cm]	b <sub>o</sub> [cm]	b <sub>1</sub> [cm]	b [cm]
Poutre principale	100	40	40	40	120
Poutre secondaire	100	40	40	40	120

• **Calcul des armatures :**

a. **Enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable =>  $a = 4\text{ cm}$

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

(B.A.E.L 91).

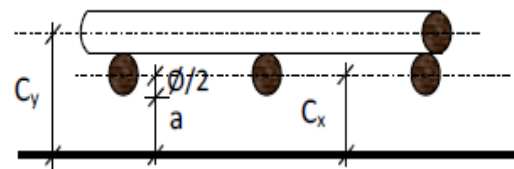
$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$  Avec  $h_0 = 40\text{ cm}$

$\phi_{\max} \leq \frac{40}{10} = 4\text{ cm} = 40\text{ mm} \Rightarrow \text{on prendra}$

$\phi = 20\text{ mm}$

$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 4 + \frac{2}{2} = 5\text{ cm} \\ C_y = 4 + 2 + \frac{2}{2} = 7\text{ cm} \end{cases}$

$d_x = h_0 - C_x = 40 - 5 = 35\text{ cm}$

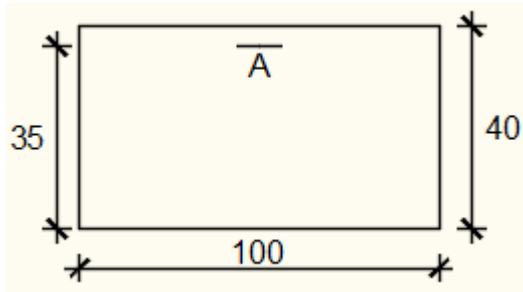


**Figure VII - 5:** Enrobage.

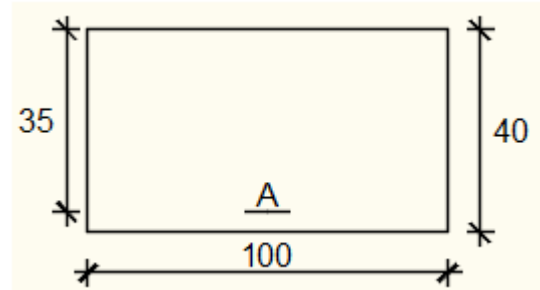
$$d_y = h_0 - C_y = 40 - 7 = 33 \text{ cm}$$

**b. Section de Calcul :**

❖ Sens X-X :



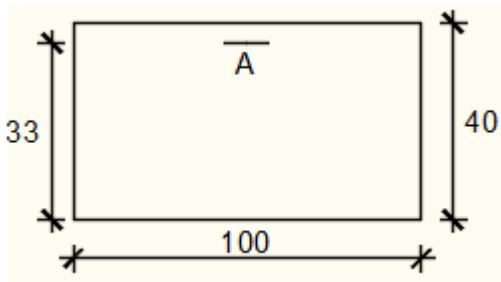
- En travée



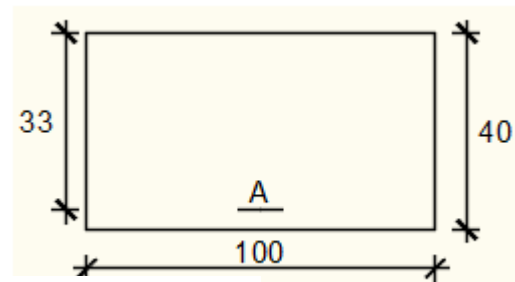
- En appuis

**Figure VII – 6** :Section de calcul dans le sens xx.

❖ Sens Y-Y :



- En travée



- En travée

**Figure VII – 7** :Section de calcul dans le sens yy.

**IX.3.3- Détermination des sollicitations :**

a) **Caractéristiques du radier :**

**Surface du radier :**  $S = 260.75\text{cm}^2$

**Inerties du radier :**  $I_{xx} = 21344,12\text{cm}^4$  ;  $I_{yy} = 11402,75\text{cm}^4$ .

**Abscisses du centre de gravité du radier :**  $G_x = 8.60\text{m}$  ;  $G_y = 7,45\text{m}$ .

b) **Calcul du poids propre du radier  $P_r$  :**

$L$  : Somme des longueurs de toutes les poutres principales ;

$L'$  : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires.

Poids du radier sans poutres :  $p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b$

Poids des poutres principales :  $P_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

Poids des poutres secondaires :  $P_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

$$p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b = 256.25 \times 0.4 \times 25 = \mathbf{2562.8KN.}$$

$$P_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 100 \times (1 - 0.4) \times 25 = \mathbf{1500KN.}$$

$$P_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 60 \times (1 - 0.4) \times 25 = \mathbf{900KN.}$$

$$P_r = p_1 + P_p + P_s = 2562.8 + 1500 + 900 = 4962.8KN.$$

c) Surcharges d'exploitation  $Q_r$  :

$$Q_r = 5 \times S$$

$$Q_r = 5 \times 256.25$$

$$Q_r = \mathbf{1281.25KN.}$$

c) Combinaisons d'actions :

❖ Situation durable et transitoire (Etat limite ultime (E.L.U)):

1- Combinaison d'action :

a. Situations durable et transitoire :

E.L.U :

Formule	$N_u^1$ [KN]	$N_u^2$ [kN]	$N_u$ [KN]	$M_x$ [kN.m]	$M_y$
$N_u^1 + N_u^2$ (1,35G + 1,5Q) + 1,5Q <sub>r</sub> + 1.35 P <sub>r</sub>	74125,43	10174,33	75512,76	-30,56	-42,10

**Tableau VII.2.** Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU.

$$M_{x|G} = \sum(M_x + F_y \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y|G} = \sum(M_y + F_x \cdot (y_i - y_g))$$

$M_{x|G}$  et  $M_{y|G}$  : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée

$M_x$ ,  $M_y$  et  $F_z$  sont donnés par le logiciel Robot Bat

$x$ ,  $y$  : abscisses du point d'application de  $F_z$  .

**E.L.S :**

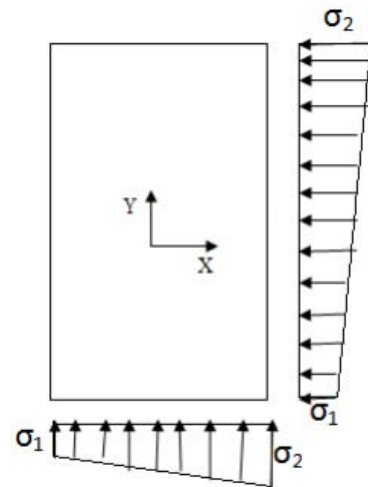
Formule	$N_s^1$ [KN]	$N_s^2$ [kN]	$N_s$ [KN]	$M_x$ [kN. m]	$M_y$
$N_a^1 + N_a^2$ ( $G + Q$ ) + ( $Q_r + P_r$ )	53047,58	7152,36	48963,94	-38,57	-30,66

**Tab.8.3.**Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS.**d) Vérification des contraintes sous radier :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 3$$

$\sigma_{1,2}$  : Contraintes du sol sous la structure (sous le radier)

**Figure VII –8 :** Distribution des contraintes sous le radier.**1- E.L.U:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_U}{S_r} \pm \frac{M_U}{I_r} \cdot V$$

$$N_U = 75512,76 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$$

Suivant l'article du **BAEL91** :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{adm}^U = 1,5\bar{\sigma}_{sol} = 3 \text{ bars}$$

**➤ Sens x-x :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{74125,43}{256,25} \pm \frac{-30,56}{21344,12} \times 11,9 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 2,16 \text{ bar} \Rightarrow \sigma_1 = 2,16 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\Rightarrow \sigma_2 = 2,16 \Rightarrow \sigma_2 = 2,16 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

➤ **Sens y-y :**

$$\sigma_{1.2} = \left[ \frac{74125,43}{256,25} \pm \frac{-42,1}{11402,75} \times 9,28 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 2,16 \text{ bar} \Rightarrow \sigma_1 = 2,16 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\Rightarrow \sigma_2 = 2,16 \text{ bar} \Rightarrow \sigma_2 = 2,16 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

2- **E.L.S :**

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{adm}^S = \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$$

$$\sigma_{1.2} = \frac{N_S}{S_r} \pm \frac{M_S}{I_r} \cdot V$$

$$N_S = 48963,94 \text{ KN}$$

➤ **Sens x-x:**

$$\sigma_{1.2} = \left[ \frac{48963,94}{256,25} \pm \frac{-38,57}{21344,12} \times 11,9 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 1,57 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow \sigma_2 = 1,57 \text{ bar}$$

$$\sigma_1 = 1,57 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} ; \sigma_2 = 1,57 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

➤ **Sens y-y:**

$$\sigma_{1.2} = \left[ \frac{48963,94}{256,25} \pm \frac{-30,66}{11402,75} \times 9,28 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 1,57 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow \sigma_2 = 1,57 \text{ bar}$$

$$\sigma_1 = 1,57 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} ; \sigma_2 = 1,57 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

	Sens X - X		Sens Y - Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$\sigma_1$ (bars)	2,16	1,27	2,16	1,57
$\sigma_2$ (bars)	2,16	1,27	2,16	1,57
$\sigma_m$ (bars)	2,16	1,27	2,16	1,57
$\bar{\sigma}_{adm}$ (bars)	3	2	3	2

**Tableau VII.4** :Tableau récapitulatif des contraintes sous le radier

e) **Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :**

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq F_s \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec :

**P** : Poids total du bâtiment à la base du radier

**$F_s$**  : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $F_s=1,5$ )

**S** : Surface du radier

**Z** : L'ancrage (profondeur de l'infrastructure)

**$\gamma$**  : Poids volumique de l'eau ( $1t/m^3$ )



**Figure VII – 9:** Ancrage de la structure.

$$P = P_{\text{radier}} + P_{\text{bâtiment}}$$

$$P_{\text{radier}} = 6631,41 \text{ KN}$$

$$P_{\text{bâtiment}} = 25747,78 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P = 663,14 + 2574,7 = 3237,84 \text{ t}$$

$$F_s \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 1,5 \times 256,25 \times 1 \times 3,00 = 1153,125 \text{ t}$$

$$P = 3237,84 \text{ t} > 1153,125 \text{ t} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**IX.4- Ferrailage du radier :****IX.4.1- Ferrailage de la dalle :**

Le calcul se fait pour une bande de de largeur en flexion simple.

- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

**a) Détermination des efforts :**

Pour une bande de 1m.

$$q = \sigma_m \times 1m.$$

Le panneau le plus sollicité:

$$L_x = 4.3m; L_y = 4.3m.$$

$$\rho = (L_x / L_y) = 1.$$

Le panneau travaille suivant une seule direction.

$$M^{ux} = \mu_x \times q \times l^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$q = \sigma_m \times 1m. \rightarrow q = 188 \times 1m = 188 \text{ KN/m}_L$$

$$\rho = 1 \Rightarrow u_x = 0.037.$$

$$M^{ux} = \mu_x \times q \times l^2 = 0.037 \times 188 \times 4^2 = 111,296 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M^{lux} = 0,75 \times M^{ux} = 0,75 \times 111,296 = 83,472 \text{ KN.m}$$

- Moment en appuis intermédiaires :

$$M^{aux} = 0,5 \times M^{ux} = 0,5 \times 111,296 = 55,648 \text{ KN.m}$$

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

$$q = \sigma_m \times 1m = 137 \times 1m = 137 \text{ KN/m}_L$$

$$\rho = 1 \Rightarrow u_x = 0.037.$$

$$M^{sx} = \mu_x \times q \times l^2 = 0.037 \times 137 \times 4^2 = 81,104 \text{ KN.m}$$



- Moment en travée :

$$M^{lsx}=0,75 \times M^{ux}=0,75 \times 81.104=60.828 \text{ KN.m}$$

- Moment en appuis intermédiaires :

$$M^{asx}=0,5 \times M^{ux}=0,5 \times 111.296=40.552 \text{ KN.m}$$

**Tableau VII.5 :** Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées

Sens	ELU		ELS	
	Mtravée[KN.m]	Mappuis[KN.m]	Mtravée[KN.m]	Mappuis[KN.m]
Sens X-X	83.472	55.684	60.828	40.552

- Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Sens X-X :

En travées :

$$M_u = 83472 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{55684}{14.2 \times 100 \times 35^2} = 0.051$$

$$\mu = 0,051 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,065$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,973$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{83472}{348 \times 0,973 \times 35} = 7.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité [CBA91/A4.2.1] :

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 2,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A = 7.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$4T16 / \text{ml} \rightarrow A = 8.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Etat limite de service :**

$$M_{tx}^{ser} = 60.828 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 11.12}{100} = 1.67 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 1.67 = 116.9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.67 + \sqrt{1.67^2 + 116.9} = 9.27 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 9.27^3}{3} + 15 \times 11.12 \times (35 - 9.27)^2 = 136980.3538 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{95560}{136980.3538} = 0,69$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6.40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,69 \times (35 - 9.27) = 266.31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \^etre recalcul\^e \grave{a} l'E.L.S}$$

➤ **D\^etermination des armatures \grave{a} l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{60828}{201,63 \times 100 \times (35)^2} = 0,0024$$

$$\mu_1 = 0,0024 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,905 \\ K_1 = 37,63 \end{cases}$$

➤ **V\^erification de l'existence des armatures comprim\^ees :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{37,63} = 5.36 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{60828}{201,63 \times 0,905 \times 35} = 9.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures:**

$$6T16/ml \rightarrow A = 12.06 \text{ cm}^2/ml.$$

a) En appuis:

$$\mathbf{Ma_x^u = 55684 \text{ N.m}}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Ma_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{55684}{14,2 \times 100 \times (35)^2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,041$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,983$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{55684}{348 \times 0,983 \times 35} = 4.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 4.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Choix des armatures:

$$4T16/\text{ml} \rightarrow A = 8.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$\mathbf{Ma_x^{\text{ser}} = 40552 \text{ N.m}}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 8.04}{100} = 1.21 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 1.21 = 84.7 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.21 + \sqrt{1.21^2 + 84.7} = 8.07 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 8.07^3}{3} + 15 \times 8.04 \times (35 - 8.07)^2 = 104980.72 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ax}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{40552}{104980.72} = 0,39$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 4.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,39 \times (35 - 8.07) = 156.03 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{\text{x}}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{40552}{201,63 \times 100 \times (35)^2} = 0,0016$$

$$\mu_1 = 0,0025 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,917 \\ K_1 = 45.24 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{45.24} = 4.46 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

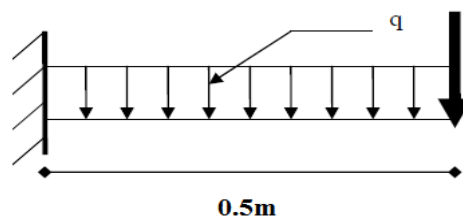
$$A_s = \frac{M_{\text{x}}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{40552}{201,63 \times 0,917 \times 35} = 6.26 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6T16/\text{ml} \rightarrow A = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**IX.4.2- Ferrailage du débordement :**

Le débordement est de 50 cm de chaque côté :



**Figure VII.10 :** Schéma statique du débordement

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

**Mu = - 23.50KN.m**

▪ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{23500}{14.2 \times 100 \times 36^2} = 0.025$$

$$\mu = 0,012 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,015$$

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

▪ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{23500}{348 \times 0,994 \times 36} = 1.89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A = 4.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ Choix des armatures :

$$5T14/\text{ml} \rightarrow A = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T14 \rightarrow e = 20\text{cm}).$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

**M<sub>ser</sub> = -17.12KN.m.**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7.70}{100} = 1.16 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 36 \times 1.16 = 83.52 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.16 + \sqrt{1.16^2 + 83.52} = 8.05 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 8.05^3}{3} + 15 \times 7.70 \times (36 - 8.05)^2 = 107617.56 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ax}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{17120}{107617.56} = 0,16$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,39 \times (35 - 8,07) = 67,08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L.S}$$

### Remarque :

Pour des raisons pratiques, on utilise pour le ferrailage du d\u00e9bordement le prolongement des Armatures en appui et trav\u00e9e du radier.

#### \u2192 Ferrailage des poutres de redressement (Libages) :

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et Trap\u00e9zo\u00efdales par des charges \u00e9quivalentes uniformes (par unit\u00e9 de longueur). Ces derni\u00e8res Sont obtenues en \u00e9galisant les sollicitations maximales (M,T) provoqu\u00e9es par le chargement R\u00e9el et celles donn\u00e9es par une charge d\u00e9sign\u00e9e par (q \u00e9quivalente).

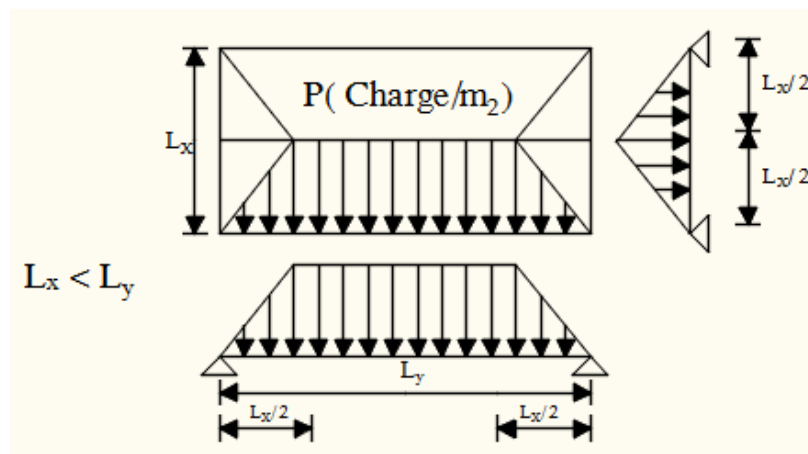


Figure VII.11: la r\u00e9partition des charges sur une dalle port\u00e9e par 4 poutres.

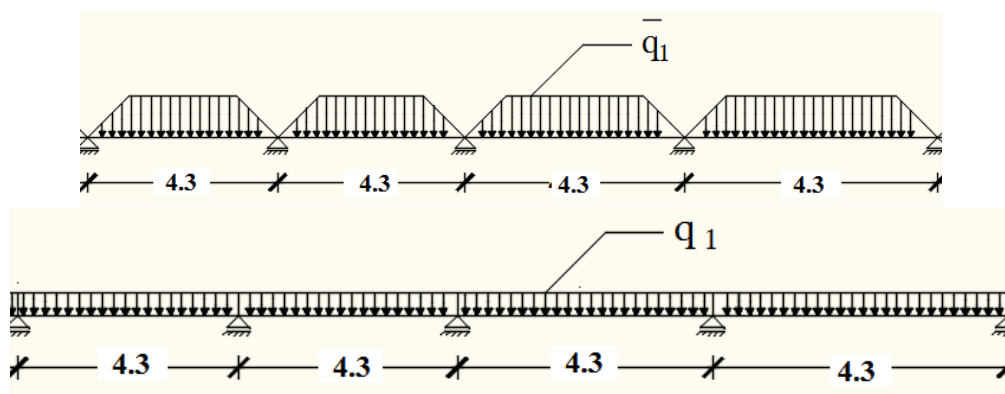
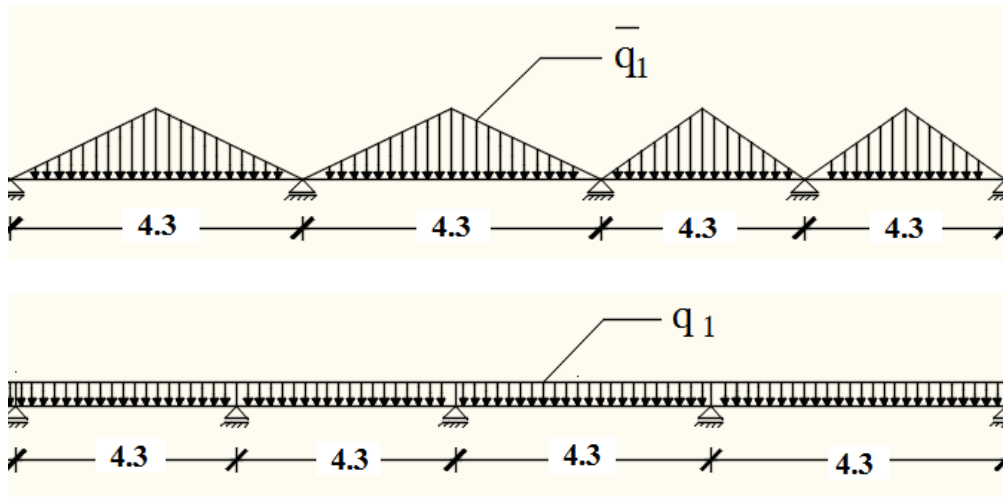


Figure VII.12: Distribution des charges sur les poutres principales.



**Figure VII.13 :** Distribution des charges sur les poutres secondaires.

Disposition des charges pour la poutre la plus défavorable :

Avec :

$q_1^-$  :: Charge surfacique provenant du radier (en [KN/m<sup>2</sup>]).

$q_1$ : Charge linéaire équivalente (en [KN/mL]).

Pour une charge trapézoïdale :  $q_1^p = [q_1^-(L_x + (L_y - L_x)/2)](L_x/L_y)$ .

Pour une charge triangulaire :  $q_1^p = [q_1^-(L_x/2)](1/L_y)$ .

- **Charges équivalentes :**

$L_x = 4.30\text{m}$  ,  $L_y = 4.30\text{m}$ .

**Poutre principale :**

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_1^u = [q_1^-(L_x + (L_y - L_x)/2)](L_x/L_y)$$

Avec :  $q_1^- = 188\text{KN/m}^2$ .

$$q_1^u = [188(4.30 + (4.30 - 4.30)/2)](4.30/4.30) = 202.10 \text{ KN/m}^2$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$q_1^s = [q_1^-(L_x + (L_y - L_x)/2)](L_x/L_y)$$

Avec :  $q_1^- = 137\text{KN/m}^2$ .

$$q_1^s = [137(4.30 + (4.30 - 4.30)/2)](4.30/4.30) = 147.27 \text{ KN/m}^2$$

**Poutre secondaire :**

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_1^p = [q_1^-(L_x/2)](1/L_y)$$

Avec :  $q_1^- = 188 \text{ KN/m}^2$ .

$$q_1^p = [188(4.30/2)](1/4.30) = 94 \text{ KN/m}^2.$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$q_1^s = [q_1^-(L_x/2)](1/L_y).$$

Avec :  $q_1^- = 137 \text{ KN/m}^2$ .

$$q_1^s = [137(4.30/2)](1/4.30) = 68.50 \text{ KN/m}^2.$$

		$q_1 [\text{KN/m}^2]$	$q$ [ $\text{KN/m}_L$ ]
<b>Poutre principale</b>	ELU	188	202.10
	ELS	137	147.27
<b>Poutre secondaire</b>	ELU	188	94
	ELS	137	68.50

**Tableau VII.6 :** Tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres de redressement.

**Remarque :**

Les sollicitations sont calculées par le logiciel **RDM6** suivant le chargement des poutres Mentionnées auparavant.

Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant :

<b>Sollicitations</b>	<b>Poutres Principales</b>		<b>Poutres secondaires</b>	
	<b>Travées</b>	<b>Appuis</b>	<b>Travées</b>	<b>Appuis</b>
<b>Mu [KN.m]</b>	-514,52	907.77	-489.63	869.12
<b>Mser[KN.m]</b>	-398.87	672.31	-279.33	656.89
<b>Tu [KN]</b>	1057.2		987.63	

**Tableau VII.7 :** Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres de redressement

➤ **Calcul des armatures :**

**A. En travée :**

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_u^t = 514520 \text{ N.m}$$

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times (d - h_0/2)$$



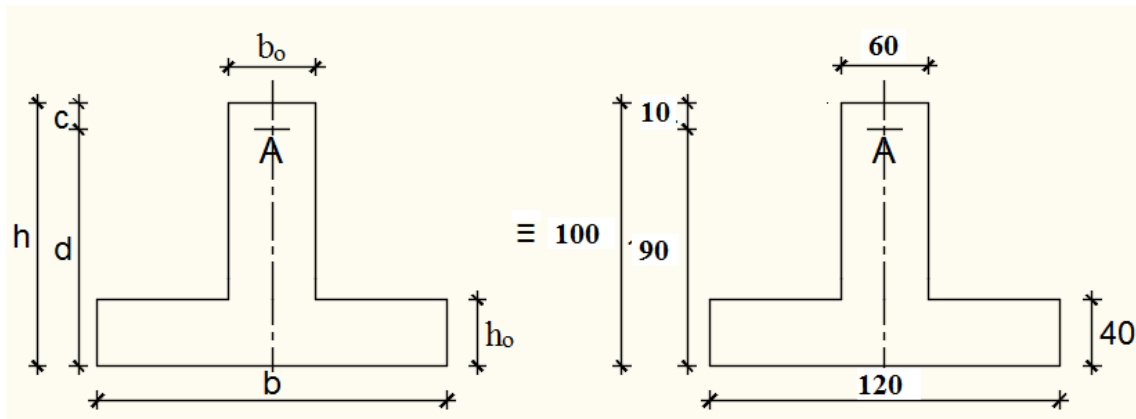


Figure VII.14 : Section de calcul.

$$M_T = \sigma b \times b \times h_0 \times (d - h_0/2)$$

$$M_T = 14.2 \times 120 \times 40 \times (90 - 40/2) \Rightarrow M_T = 4771200 \text{ N.m}$$

$M_u^t = 5145200 \text{ N.m} > M_T = 4771200 \text{ N.m} \Rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h)$

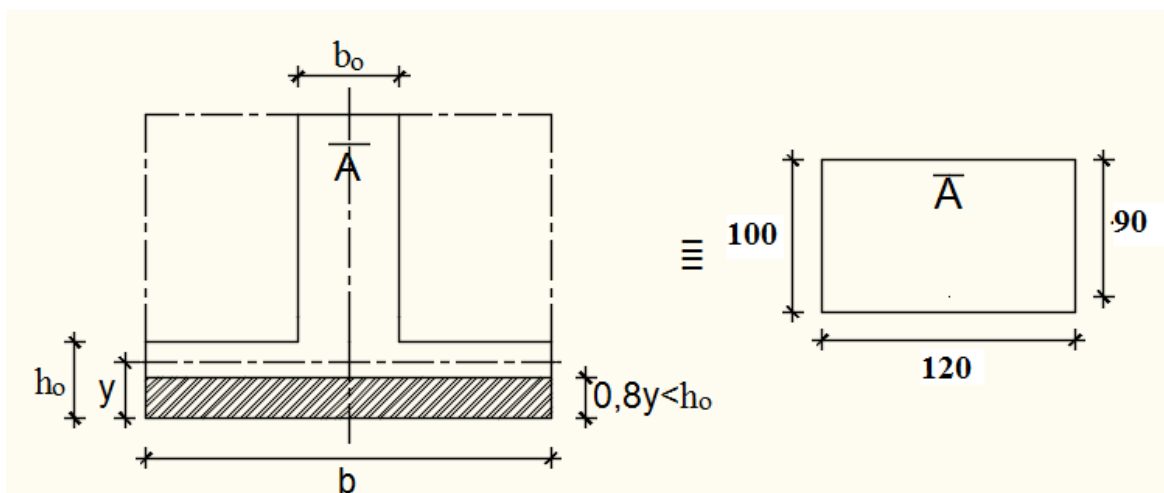


Figure VII.15: Section de calcul en travée.

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{514520}{14.2 \times 120 \times 90^2} = 0.037$$

$$\mu = 0.037 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.047$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.980$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{514520}{348 \times 0.980 \times 90} = 16.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité [CBA91/A4.2.1] :

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times (f_{t28}/f_e) = 6.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max ( A_{\text{cal}} ; A_{\min} ) \rightarrow A = 16.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$M_{\text{ser}} = 398870 \text{ N.m.}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 16.76}{120} = 2.095 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 90 \times 2.095 = 377.10 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.095 + \sqrt{2.095^2 + 377.10} = 17.43 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{120 \times 17.43^3}{3} + 15 \times 16.76 \times (90 - 17.43)^2 = 1535786.97 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^{\text{ser}}}{I} = \frac{398870}{1535786.97} = 0,25$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 4.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,25 \times (90 - 17.43) = 272.14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$$

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{t_u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{398870}{14.2 \times 120 \times 90^2} = 0.0028$$

$$\mu_1 = 0.0028 \text{ d'après le tableau} \Rightarrow K_1 = 42.47, \beta_1 = 0.913$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = (\bar{\sigma}_s / K_1) = 4.74 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{t_{\text{ser}}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d^2} = \frac{398870}{201.63 \times 0.913 \times 90^2} = 24.07 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures :

$$12T16 \Rightarrow A = 24.13\text{cm}^2.$$

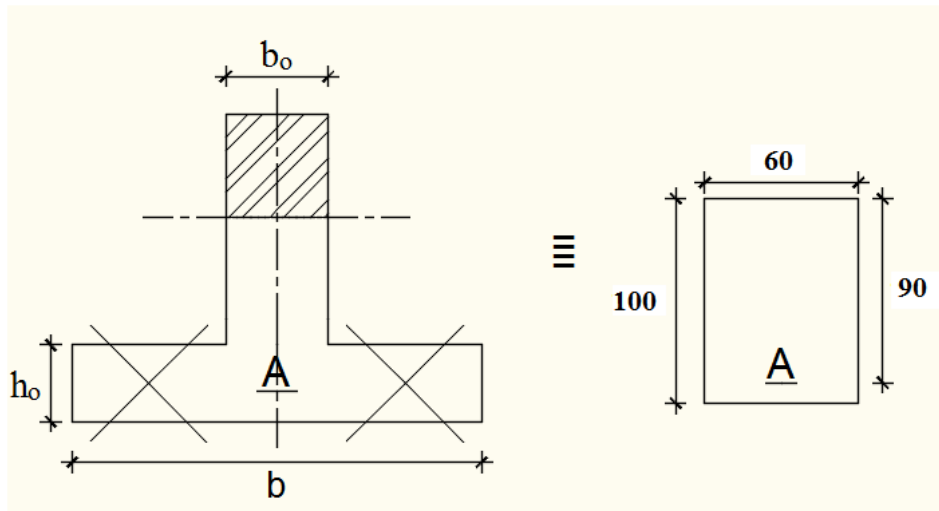
**B. En appuis :**

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_u^t = 907770\text{N.m}$$

**Remarque :**

La table de compression se trouve dans la partie tendue  $\Rightarrow$  on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (60 \times 100)$ .



**Figure VII.16:** Section de calcul en appuis.

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{907770}{14.2 \times 60 \times 90^2} = 0.131$$

$$\mu = 0.131 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.177$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.928$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{907770}{348 \times 0.928 \times 90} = 31.23\text{cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité [CBA91/A4.2.1] :

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times (f_{t28}/f_e) = 4.34\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A = 31.23 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Choix des armatures :

$$10T20 \Rightarrow A = 31.42\text{cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{\text{ser}} = 672310\text{N.m.}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 31.23}{60} = 7.80\text{cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 90 \times 7.80 = 1405.30\text{cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -7.80 + \sqrt{7.80^2 + 1405.30} = 30.49\text{cm}$$

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

$$I = \frac{60 \times 30.49^3}{3} + 15 \times 31.23 \times (90 - 30.49)^2 = 2225882.14\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^{\text{ser}}}{I} = \frac{672310}{2225882.14} = 0,30$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 9.20\text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,30 \times (90 - 30.49) = 267.80\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 201,63\text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63\text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$$

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{tu}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{672310}{14.2 \times 60 \times 90^2} = 0.0097$$

$$\mu_1 = 0.0097 \text{ d'après le tableau } \Rightarrow K_1 = 19.25, \beta_1 = 0.854$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = (\bar{\sigma}_s / K_1) = 10.24\text{MPa} < 15\text{MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{tser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d^2} = \frac{672310}{201.63 \times 0.854 \times 90} = 43.38\text{cm}^2.$$

Choix des armatures :

$$14T20 \Rightarrow A = 43.98\text{cm}^2.$$

a. **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

**[CBA93/A.5.1.3]**

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

Avec :  $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 90 \Rightarrow a = 81 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = 1792300 \text{ N} \leq 0,267 \times 81 \times 40 \times 25 \times 10^2 = 2162700 \text{ N}$$

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

**b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales supérieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]**

On doit vérifier que :

$$A_{\text{sup}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{\text{sup}} \geq \frac{1,15}{400} \left[ 1792300 + \frac{907770}{0,9 \times 1} \right] \times 10^{-2} = 8,52 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures

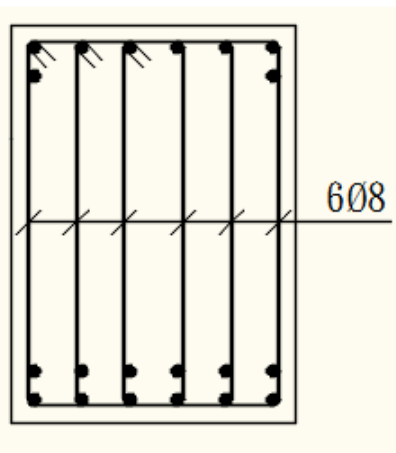
**C. Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  : [Article BAEL91/4.2.3]**

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{1 \text{ min}} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 2 \right) = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm de nuance d'acier FeE235} \Rightarrow 6\phi_8 \quad A_t = 3,02 \text{ cm}^2.$$



**Figure VII.17** : Armatures transversales.

- L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}].$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha = 1; \cos\alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{3,02 \times 0,80 \times 235}{60 \times (0,73 - 0,3 \times 2,1)} = 94,62 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(81 ; 40) = 40 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{3,02 \times 235}{0,4 \times 60} = 29,57 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 29,57 \text{ cm}$$

❖ Selon le RPA99 (version2003) :

➤ Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 ; \emptyset\right) = \min\left(\frac{100}{4} ; 12 \times 2\right) = 2 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 25 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} \delta_t = 15 \text{ cm en zone courante} \\ \delta_t = 10 \text{ cm en zone nodale} \end{cases}$$

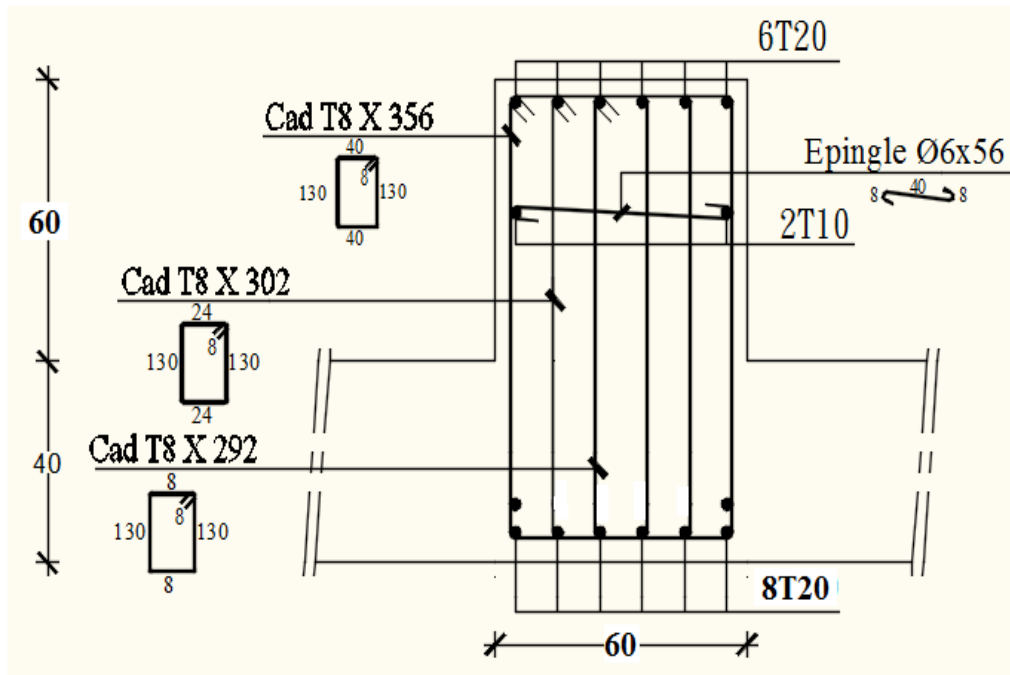


Figure VII.18 : dessin de ferrailage d'une poutre principale en appuis.

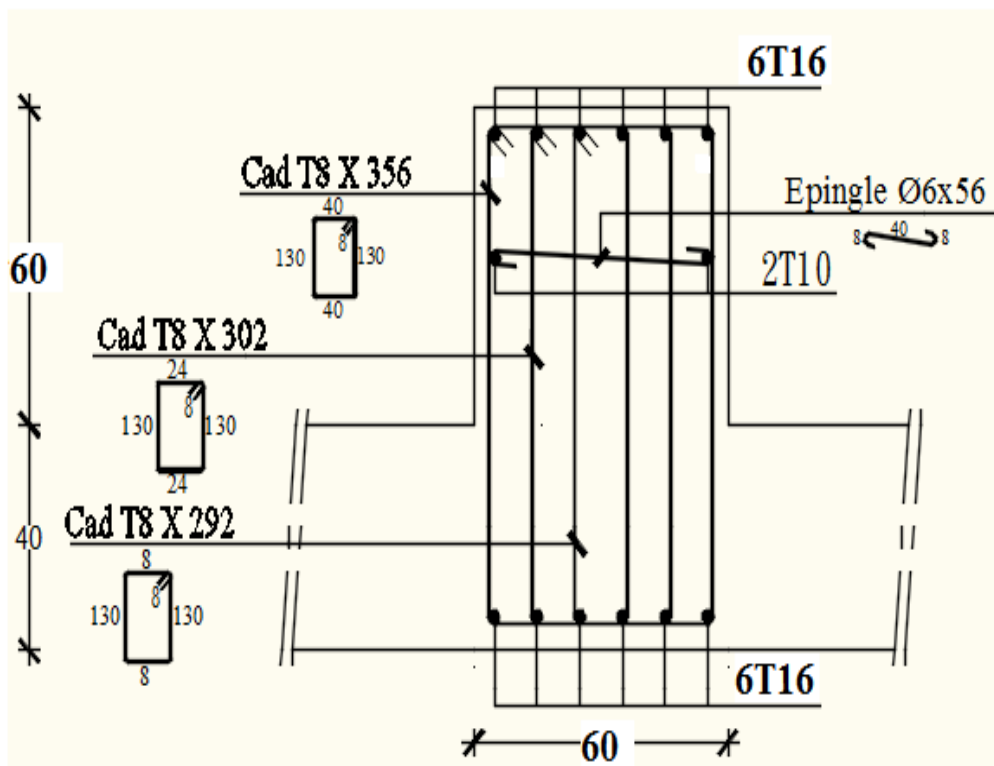


Figure VII.19 : dessin de ferrailage d'une poutre principale en travée.

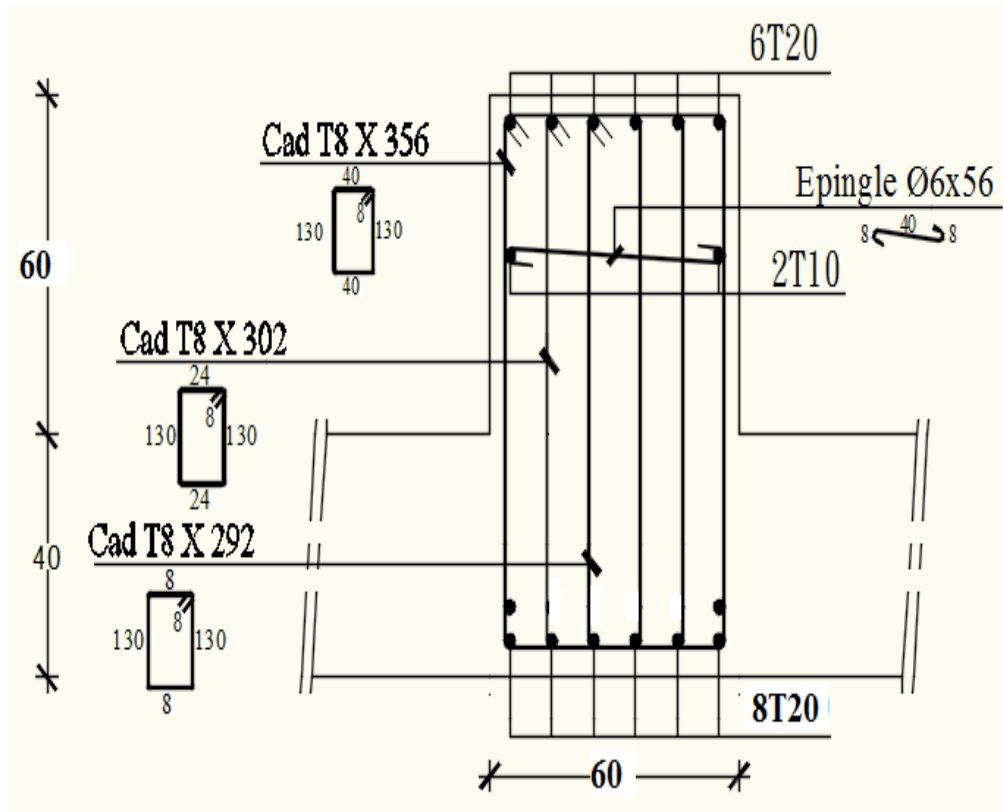


Figure VII.20: dessin de ferrailage d'une poutre secondaire en appuis.

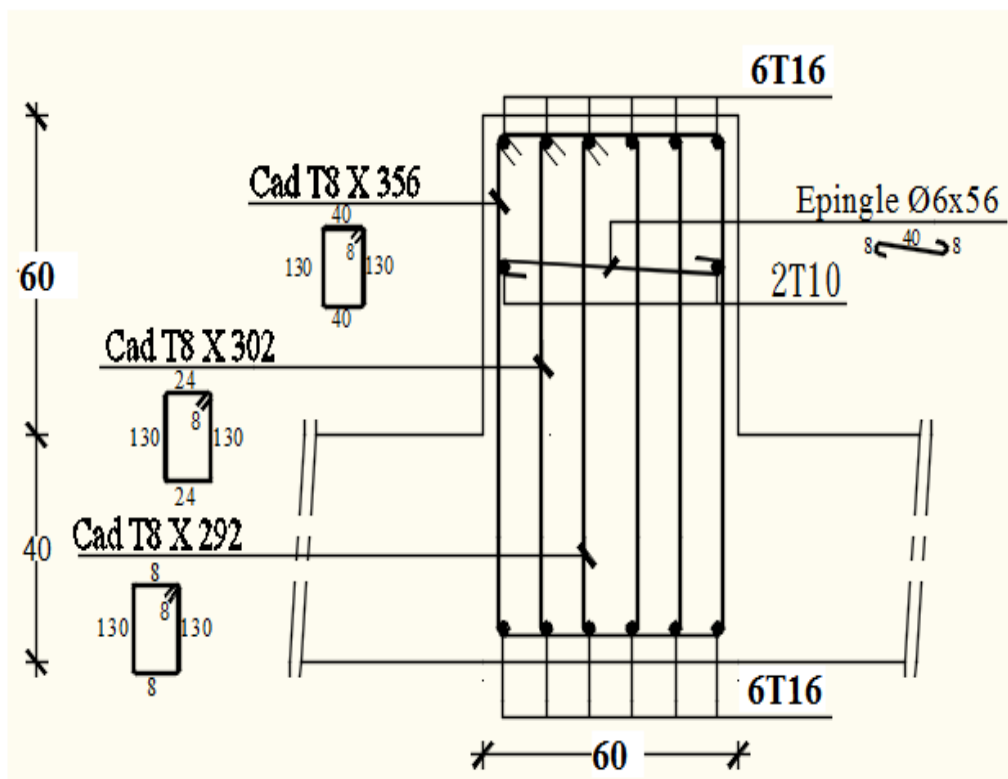


Figure VII.21: dessin de ferrailage d'une poutre secondaire en travée.



---

# CONCLUSION

Le présent travail élaboré nous a permis de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et d'enrichir nos connaissances requises le long de notre cursus. Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul ROBOT et les règlements et codes conçus pour le calcul des structures tel que le CBA99 et le BAEL99. Et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"

Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économique et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le cout du projet.

L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumis à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite

---

collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

# Bibliographie

# Bibliographie

## 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 Jijel.
- Mémoires de fin d'études, université de Tlemcen.

## Logiciels et programmes :

- **AUTOCAD 2018** (Dessin)
- **ROBOT 2017** (Analyse des structures).
- **WORD 2016**.
- **EXCEL 2016**.
- **RDM6** (Calcul des structures par la méthode des éléments finis).

# ANNEXE

**SECTIONS REELLES  
D'ARMATURES**

**Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm**

N $\phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33