

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de TLEMCEM  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme  
de MASTER en Génie civil  
Option : Ingénierie des structures.

Thème:

**Etude d'un bâtiment a usage d'habitation et commercial  
« SS+RDC+10 étages » en Béton Armé à ORAN**

**Présenté en Octobre 2013 par :**

MERZOUK Mohammed Anwar

**Devant le Jury composé de :**

M<sup>elle</sup>. BOURABAH M.A  
M<sup>r</sup>. TALEB. O  
M<sup>elle</sup>. SAIL.L  
M<sup>r</sup>. HOUTI F.B  
M<sup>r</sup>. MELOUKA S

Présidente  
Examinateur  
Examinatrice  
Encadreur  
Encadreur

# DEDICACE



Avant tout ; je tiens à remercier Dieu Tout Puissant,  
Je dédie ce modeste travail :

✚ A mes chers parents qui m'ont amené jusque la.

✚ Toute ma famille et spécialement mes oncles ; Mes frères.

Mes sœurs ;

✚ A tout mes amis de la promotion (2012-2013)

✚ Mes amis et spécialement :

BOUKARMA Ali ; ZEHRI Oussama ; BEN DAHNOUN Youcef;

BEL HADJ Mostapha ; BEN SAID Brahim; FAHSI Omar

A tout mes enseignants et les étudiants de G.C et

Touts les étudiants de l'université de TLEMCEM.

MERZOUK Mohammed Anwar

# Remerciement

Tout d'abord je remercie avant tout, dieu le tout puissant qui m'a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribués à notre formation durant tous les cycles.

Je porte avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du Département de Génie Civil qui a contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Je remercie vivement, mes encadreurs Mr HOUTI F. B et Mr MELOUKA.S de m'avoir pris en charges, et pour leur disponibilité, leurs prestations et leurs précieux conseils.

Je ne saure oublier de remercier les honorables Membres du Jury M<sup>r</sup> TALEB.O et M<sup>elle</sup> SAIL.L, ainsi que leur présidente M<sup>elle</sup> BOURABAH M.A qui m'ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.

Je remercie mon voisin M<sup>r</sup> KALLAL Mohammed ingénieur génie civil de m'avoir aidé à réaliser ce travail.

A tous ceux ou celles qui m'apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de mes vive et sincère reconnaissance.

## Résumé

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

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

**Mots clés:** étude d'un bâtiment, Béton armé, Zone sismique (IIa)

## Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a basement and a ground floor addition (10) floors, located in the wilaya of Oran . This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software SAP2000 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

**Key words:** study of a building, Building, Reinforced concrete , seismic zone IIa.

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية وتجارية تتألف من طابق تحت الارض + طابق ارضي + 10 طوابق بولاية وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003)،  
BAEL91modifié 99), تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء و هم:

الجزء الأول : يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد وحمولة كل عنصر.

الجزء الثاني : يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية.

الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب.

الجزء الرابع و الأخير : يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الاساسات).

### الكلمات المفتاحية :

دراسة بناية، الخرسانة المسلحة، المنطقة الزلزالية رقم IIa.

# **Sommaire**

## **Chapitre I :**

I-INTRODUCTION : .....	1
I-1.Historique : .....	1
I-2.Introduction : .....	1
I-3. Présentation de l'ouvrage : .....	1
I-4. Caractéristiques géotechniques du sol : .....	2
I-5. Caractéristiques mécanique des matériaux :.....	2
I-5-1. Béton :.....	2
I-5-2. Acier pour béton armé : .....	6
I-6 .Notion des états limite : .....	8

## **Chapitre II :**

### **Prédimensionnement et descente des charges**

II. 1.Détermination des charges et surcharges.....	10
II-2. Pré dimensionnement .....	14
II-2.1. Les planchers.....	14
II-2-2. Poutres.....	15
II-2-3. Les Poteaux .....	17
II-3. Vérification de critère de stabilité (flambement) .....	25

## **Chapitre III :**

### **Étude des planchers**

III-1. Définition .....	26
III-2. Pré dimensionnement du plancher .....	26
III-3. Pré dimensionnement des poutrelles.....	27
III-4. Les types de poutrelle .....	28
III-5. Calcul des sollicitations sur les poutrelles .....	29
III-5-1. Étage courante.....	30
III-5-2.Terrasse accessible .....	42

# Étude d'un Bâtiment R+10 avec sous sol à usage habitation en Béton armé

III-6.Dalle pleine .....	50
--------------------------	----

## Chapitre IV :

### **Les éléments secondaires**

IV_-1. Les balcons .....	58
IV -1-1.Définition .....	58
IV_-1-2. Les types de balcons .....	58
IV_-2. Ascenseur.....	62
IV_-2-1. La dalle pleine de l'ascenseur .....	62
IV -3. L'acrotère .....	68
IV-3-2. Les types de L'acrotère .....	68
IV.4.Etude des escaliers.....	73
IV. 4 .1 Vue en plan.....	73
IV. 4.2 Pré dimensionnements.....	73
IV. 4. 3 décente des charges .....	75
IV. 4 .4 combinaison d'action.....	75
IV. 4.5 Calculs des sollicitations.....	76
IV. 4.6 Le ferrailage.....	80
IV. 4.7-Calcul de la poutre palière .....	83
IV .5. Les voiles périphériques .....	85
IV -5-1. Définition .....	85
V-5-2. Les dimensions du voile .....	85

## Chapitre V:

### **Etude sismique**

V-1 .Généralités.....	89
V-2. Méthodes de calculs.....	89

## **Étude d'un Bâtiment R+10 avec sous sol à usage habitation en Béton armé**

V-2-1. Principe de la méthode .....	89
V-2-2. Méthode statique équivalente .....	89
V-2-3 Méthode dynamique modale spectrale .....	89
V-2-4. Détermination des charges .....	89
V-3-2. . Méthode modale spectrale.....	92
V.4.1. Vérifications spécifique.....	94

### **Chapitre VI :**

#### **Étude des portiques**

VI-1.Calcul des poteaux .....	97
VI-1-1.Définition.....	97
VI-1-2.Combinaison d'action .....	97
VI-1-3.Ferraillages des poteaux.....	97
VI-2. Calcul des poutre.....	103
VI-2-1. Définition.....	103
VI-2-2.Combinaison d'action .....	103
VI-2-3. Le ferraillage des poteaux .....	103
VI-3.calcul des voiles.....	105

### **Chapitre VII:**

#### **Étude des fondations**

VII-1. Définition .....	114
VII-2. Choix du type de fondation.....	114
VII-1-3. Justification du choix de fondations.....	114
VII.1-4. Etude du radier général.....	115
VII.1.5.Modélisation du radier .....	117

<b>Conclusion</b> .....	126
-------------------------	-----

#### **Annexe A**

#### **Référence bibliographique**

# **Étude d'un Bâtiment R+10 avec sous sol à usage habitation en Béton armé**

## ***Liste des tableaux :***

<b>Tableau I.1 :</b> Coefficient de fissuration.....	07
<b>Tableau I.2 :</b> Coefficient de cisaillement.....	07
<b>Tableau I.3 :</b> Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.....	08
<b>Tableau II.1 :</b> Charges permanentes (Plancher terrasse).....	10
<b>Tableau II.2 :</b> Charges permanentes (Plancher "étage – courant").....	10
<b>Tableau II.3 :</b> Charges permanentes (Dalle pleine).....	10
<b>Tableau II.4 :</b> Charges permanentes (Murs extérieurs).....	11
<b>Tableau II.5 :</b> Charges permanentes (Murs intérieurs).....	11
<b>Tableau II.6 :</b> Charges permanentes (Balcon en dalle pleine).....	13
<b>Tableau II.7 :</b> Les charges permanentes des voiles.....	13
<b>Tableau II.8 :</b> Surcharge d'exploitation .....	13
<b>Tableau II.9 :</b> Descente des charges de poteau central (10 <sup>ème</sup> étage).....	19
<b>Tableau II.10:</b> Descente des charges de poteau central (9 <sup>ème</sup> étage).....	19
<b>Tableau II.11 :</b> Pré dimensionnement des poteaux centraux.....	20
<b>Tableau II .12 :</b> Descente des charges de poteau d'angle (10 <sup>ème</sup> étage).....	21
<b>Tableau II.13 :</b> Descente des charges de poteau d'angle (9 <sup>ème</sup> étage).....	21
<b>Tableau II.14 :</b> Pré dimensionnement des poteaux d'angle.....	22
<b>Tableau II.15 :</b> Descente des charges de poteau de rive (10 <sup>ème</sup> étage).....	23
<b>Tableau II .16 :</b> Descente des charges de poteau de rive (9 <sup>ème</sup> étage).....	23
<b>Tableau II.17 :</b> Pré dimensionnement des poteaux de rive.....	24
<b>Tableau II.18 :</b> Les résultats de la vérification au flambement.....	25
<b>Tableau III.1 :</b> L'évaluation des charges à l'ELU et l'ELS.....	30
<b>Tableau III.2 :</b> Moment sur les appuis.....	34
<b>Tableau III.3 :</b> Les moments sur les travées.....	35
<b>Tableau III.4 :</b> Moment sur les appuis.....	39
<b>Tableau III.5 :</b> Les moments sur les travées .....	39

<b>Tableau III.6 :</b> Les sollicitations maximales des poutrelles.....	41
<b>Tableau III.7 :</b> Moment sur les appuis de la poutrelle type1.....	42
<b>Tableau III.8 :</b> Les moments sur les travées La poutrelle type1 .....	42
<b>Tableau III.9 :</b> Moment sur les appuis de la poutrelle type2.....	44
<b>Tableau III.10 :</b> Les moments sur les travées La poutrelle type2.....	44
<b>Tableau III.11:</b> Les sollicitations maximales des poutrelles.....	45
<b>Tableau III.12 :</b> Moments de flexion maximaux ( $M_{0x}$ et $M_{0y}$ ).....	53
<b>Tableau III.13 :</b> Les moments dans les 2 sens de la dalle plein.....	54
<b>Tableau III.14:</b> Ferrailages de la dalle d'ascenseur.....	57
<b>Tableau IV. 1:</b> Descente des charges des balcons.....	58
<b>Tableau IV.2</b> charges concentrés .....	58
<b>Tableau IV.3:</b> Descente des charges de la dalle d'ascenseur.....	63
<b>Tableau IV.4:</b> ferrailages de la dalle d'ascenseur.....	67
<b>Tableau V.1:</b> Valeurs des pénalités $P_q$ selon X et Y.....	90
<b>Tableau V.2 :</b> Poids de chaque niveau.....	91
<b>Tableau V.3 :</b> Résultats de l'analyse dynamique.....	92
<b>Tableau V.4:</b> Résultante des forces sismiques à la base.....	93
<b>Tableau V.5:</b> Vérification de l'effort normale réduit dans les poteaux.....	94
<b>Tableau V.6:</b> Vérification du déplacement des planchers.....	95
<b>Tableau V.7:</b> Vérification à l'effet $P-\Delta$ .....	96
<b>Tableau VI.1:</b> Ferrailage des poteaux.....	100
<b>Tableau VI.2:</b> Vérification des contraintes de cisaillement (selon B.A.E.L).....	101
<b>Tableau VI.3:</b> Vérification des contraintes de cisaillement (selon RPA99).....	102
<b>Tableau VI.4 :</b> Les résultats du ferrailage des poutres principales (40x50).....	104
<b>Tableau VI.5 :</b> Les résultats du ferrailage des poutre secondaire (30x35).....	104
<b>Tableau VI.6 :</b> Les résultats du ferrailage des poutre palière (30x35).....	104
<b>Tableau VI.7:</b> Ferrailage verticale des voiles.....	111
<b>Tableau VI.8:</b> Ferrailages horizontale des voiles.....	113
<b>Tableau VII.1 :</b> Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures.....	121
<b>Tableau VII.2 :</b> Tableau récapitulatif du ferrailage du radier.....	125

## *Liste des figures :*

<b>Figure I.1</b> Déformation du béton à la compression.....	5
<b>Figure I.2</b> :Diagramme (contrainte – déformations) de l’acier.....	6
<b>Figure II.1</b> :Coupe verticale d’un mur extérieur.....	11
<b>Figure II.2</b> :Coupe verticale d’un mur intérieur.....	11
<b>Figure II.3</b> : Les dimensions des acrotères .....	12
<b>Figure II.4</b> : Coup transversale d’une dalle à corps creux .....	14
<b>Figure II.5</b> : Poteau central.....	18
<b>Figure II.6</b> : Poteau d'angle. A1.....	20
<b>Figure II.7</b> :Poteau de la rive.A2.....	22
<b>Figure.III.1</b> : Plancher corps creux.....	26
<b>Figure.III.2</b> : Les dimensions d'une poutrelle.....	27
<b>Figure III.3</b> : Les types de poutrelle .....	28
<b>Figure III.4</b> : Poutrelle de types1.....	31
<b>Figure III.5</b> : Moment en appuis d’une poutrelle de types1 .....	32
<b>Figure III.6</b> : Diagrammes des moment fléchissants.....	35
<b>Figure III7</b> : Poutrelle de types2.....	37
<b>Figure III.8</b> : Moment en appuis de la poutrelle de types 2.....	38
<b>Figure III.9</b> : Diagrammes des moments fléchissant à ELU de la poutrelle de types 2....	40
<b>Figure III.10</b> : Diagrammes des moments fléchissant à ELS de la poutrelle de types 2....	40
<b>Figure III.11</b> : Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle de types 2.....	40
<b>Figure III.12</b> : Dimension d’une poutrelle section Té .....	45
<b>Figure III.13</b> . Section de calcul en travée.....	46
<b>Figure III.14</b> . Section de calcul en appui.....	47
<b>Figure III.15</b> :Exemple du ferrailage de la poutrelle .....	48
<b>Figure III. 16</b> : La longueur de scellement.....	49
<b>Figure III.17</b> : Les dalles pleine.....	50

<b>Figure III.18 :</b> Hypothèse de calcul des dalle pleine.....	51
<b>Figure III.20 :</b> Types de panneaux.....	53
<b>Figure IV.1:</b> Schéma statique du balcon plus défavorable (étage courante).....	54
<b>Figure IV.2 :</b> Section de calcule du balcon.....	59
<b>Figure IV.3 :</b> Dimensionnement du balcon .....	62
<b>Figure IV.4:</b> Vue en plan de l'ascenseur.....	63
<b>Figure V.5:</b> dalle pleine d'ascenseur.....	63
<b>Figure IV.6 :</b> Acrotères.....	68
<b>Figure IV.7 :</b> Vue en plan cage d'escaliers.....	73
<b>Figure IV.8 :</b> Schéma de l'escalier.....	76
<b>Figure IV.9 :</b> Schéma statique de l'escalier.....	76
<b>Figure IV.10 :</b> Schéma du calcule RDM de l'escalier.....	77
<b>Figure IV.11 :</b> Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants.....	78
<b>Figure IV.12 :</b> Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants.....	80
<b>Figure IV.13 :</b> Section de la poutre palière.....	83
<b>Figure IV.14:</b> Présentation du voile périphérique.....	86
<b>Figure VI .1 :</b> Disposition constructive pour le ferrailage des poteaux selon RPA99...99	
<b>Figure VI.2 :</b> Plan de repérage des poteaux.....	99
<b>Figure VI.3:</b> Exemple du ferrailage du poteau.....	100
<b>Figure VI.4:</b> Exemple du ferrailage de poutre.....	105
<b>Figure VI .5 :</b> Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	106
<b>Figure VI.6 :</b> Plan de repérage des voiles.....	107
<b>Figure VI .7 :</b> Exemple de ferrailage d'un voile.....	113
<b>Figure VII.1:</b> Dimensions du radier.....	116
<b>Figure VII.2 :</b> Coupe transversale sur radier.....	117
<b>Figure VII.3:</b> Section de calcul travée.....	117
<b>Figure VII.4:</b> Section de calcul en appuis.....	118

<b>Figure VII.5:</b> Ferraillage des nervures.....	121
<b>Figure VII.6 :</b> Section de calcul sens X.....	122
<b>Figure VII.7 :</b> Section de calcul sens Y.....	123

# Symboles et notations

## 1- Notations en majuscule :

$A_{min}$ :	Section minimale d'armature.
$A_r$ :	Armature de répartition.
$A, A_s$ :	Aire d'une section d'acier.
$A_t$ :	Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.
$B$ :	Aire d'une section béton.
$Br$ :	Section réduite.
$C_p$ :	Facteur de force horizontale.
$E$ :	Module d'élasticité longitudinale du béton.
$E_m$ :	Emmarchement.
$F_p$ :	Moment dû à une Force horizontale.
$G$ :	Charge permanente.
$I$ :	Moment d'inertie.
$L$ :	Longueur ou portée.
$M$ :	Moment de flexion le plus souvent.
$M_u$ :	Moment à l'état limité ultime.
$M_{ser}$ :	Moment de calcul à l'état limité de service.
$N$ :	Effort normal.
$N_u$ :	Effort normal ultime.
$N_{ser}$ :	Effort normal service.
$P$ :	Force ou action.
$Q$ :	Surcharge d'exploitation.
$R$ :	Réaction ou coefficient de comportement.
$S$ :	Section.
$S_t$ :	Espacement des armatures transversales.
$T$ :	Effort tranchant.
$V$ :	Effort tranchant.
$W$ :	Poids.

## **2- Notations en minuscule :**

a :	Dimension transversale.
b :	Dimension longitudinale.
b <sub>0</sub> :	Épaisseur brute de l'âme d'une section.
d :	Hauteur utile ou la limite d'élasticité de l'acier.
e :	Excentricité, épaisseur.
f :	Flèche.
f <sub>cj</sub> :	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
f <sub>tj</sub> :	Résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours.
f <sub>t28</sub> et f <sub>c28</sub> :	Précédemment calculé à 28 jours.
h :	Hauteur d'une section de béton.
i :	Rayon de giration.
j :	Nombre de jours.
k :	Coefficient.
l :	Longueur.
l <sub>f</sub> :	Longueur de flambement.
r :	Rayon de courbure.
t :	Période.
y <sub>ser</sub> :	Position de l'axe neutre.
z <sub>b</sub> :	Bras de levier.

### **1. Notations en minuscules grecques:**

$\alpha$ :	Angle ou coefficient.
$\gamma$ :	Poids volumique.
$\gamma_b$ :	Coefficient de sécurité du béton.
$\gamma_s$ :	Coefficient de sécurité de l'acier.
$\lambda$ :	Élancement géométrique.
$\varepsilon_b$ :	Raccourcissement relatif du béton.
$\varepsilon_s$ :	Déformation de l'acier.
$\eta$ :	Facteur de correction d'amortissement.
$\theta$ :	Coefficient sans dimension.

- $\mu$  : Moment réduit.
- $\nu$  : Coefficient de poisson.
- $\varphi$  : Angle de frottement.
- $\sigma$  : Contrainte normale générale.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression dans le béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'acier.
- $\tau_u$  : Contrainte tangentielle admissible.
- $T_s$  : Contrainte d'adhérence.

## I-INTRODUCTION :

### I-1.Historique :

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception.

Le béton est communément utilisé par tous les architectes et les ingénieurs pour la réalisation des bâtiments; ouvrages d'art ....etc. et des grandes portées autres fois impossible à les construire avec la pierre et le bois.

En 1867, mise au point du Béton Armé pour donner au ciment plus de résistance, les français **Joseph-Louis Lambot** et **Joseph Monnier** imaginent de rendre plus ferme au moyen de grillage ou de fils barbelés, et déposent des brevets pour rendre la construction de ses petits ponts et grottes plus solides.

### I-2.Introduction :

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé a pour but d'assurer la stabilité du bâtiment afin d'assurer la sécurité d'usage.

L'immense développement de la construction en béton est due à :

- L'intérêt économique qui représente cette technique.
- La souplesse d'utilisation.
- L'économie d'entretien.
- La résistance au feu (incendie).
- La durabilité.

Le but de ce travail est d'acquérir les connaissances et les méthodes de calcul pour la conception du bâtiment.

Les règles de calculs du béton utilisées dans notre projet sont conformes aux règlements en vigueur applicable en Algérie : **B.A.E.L 91** et **R.P.A 99 V2003**.

Le projet est représenté selon le plan de travail suivant :

1. Introduction générale.
2. Descente des charges et pré dimensionnement.
3. Etudes des planchers.
4. Etudes des éléments non structuraux.
5. Etude sismique.
6. Etudes des éléments structuraux.
7. Etude des fondations.
8. Conclusion.

### I-3. Présentation de l'ouvrage :

Mon projet a pour but d'étudier et calculer les éléments structuraux d'une tour **R+10** avec sous sol en béton armé, à usage multiple, implanté à "ORAN" qui est considéré comme étant une zone de moyenne sismicité "**Zone IIa**", et il sera classé dans le groupe "2" (ouvrage de grande importance) selon le **RPA1999** version 2003.

Ce bâtiment est constitué d'un centre commercial au 1<sup>er</sup> étage et de 04 appartements pour les étages qui suivent, avec une cage d'escalier et une cage d'ascenseur pour la relation entre les niveaux.

Le bâtiment d'habitation est constitué d'un " sous – sol " ; Rez de chaussée et dix étages. On trouve quatre appartement par étage ; cage d'escalier et cage d'ascenseur.

- Le Sous – sol se compose des sanitaires (accessibles).
- Le Rez de chaussée se compose d'un centre commercial.
- Les étages du 1<sup>ere</sup> au 10<sup>ème</sup>, à usage d'habitation.

### **I-3-1 .Caractéristiques géométriques du bâtiment :**

#### **En plan :**

- La longueur de construction : 24.70m.
- La largeur de construction : 10.50m.

#### **En élévation :**

- La hauteur totale du bâtiment : 34.20m
- La hauteur des rez de chaussé : 02.80m.
- La hauteur d'étage et La hauteur de sous-sol : 02.80 m.
- La hauteur de la cage d'escalier : 2.80m.

### **I-4. Caractéristiques géotechniques du sol :**

On suppose les caractéristiques géotechniques du sol suivantes :

- Contrainte admissible du sol:  $\bar{\sigma}_s = 2bars$
- Poids volumique :  $\gamma_h = 17.00 \text{ KN/m}^3$ .
- La cohésion du sol est nulle
- Aucune nappe d'eau n'a été trouvée

### **I-5. Caractéristiques mécanique des matériaux :**

#### **I-5-1. Béton :**

Le béton est un matériau qui offre les particularités suivantes :

- Il est composé de matériaux abondants dans la nature (graviers, sable).
- Il est facile à mettre en œuvre dans un moule de forme quelconque.
- Il a des caractéristiques mécaniques intéressantes.
- Il est compatible avec d'autres matériaux, spécialement l'acier.
- Il a une bonne durabilité.
- Il présente une meilleure résistance à l'incendie.
- Il présente une meilleure résistance aux agents agressifs tels que l'eau de mer, les eaux séléniteuses, les eaux acides les produits industriels.
- Il présente une meilleure résistance mécanique à la compression simple et pour certains cas la résistance à la traction, la résistance aux chocs.

- Il présente une meilleure protection contre les radiations.
- Il présente une faible conductivité thermique.

### **I-5-1.1. Composition du béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction. La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable  $C_g \leq 5$  mm
- 800 L de gravillons  $C_g \leq 25$  mm
- 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

### **I-5-1.2. Mise en œuvre du béton :**

La mise en œuvre du béton intervient de façon importante dans les qualités attendues du béton, telles la résistance mécanique, la compacité et l'inverse, la porosité.

Cette mise en place est favorisée par :

- Une bonne vibration.
- Une granulation continue.
- Des adjuvants appelés plastifiants.

Inversement la mise en œuvre est gênée par :

- Une densité importante de ferrailage, surtout si la distance entre aciers est faible.
- Les faibles températures.
- Les importantes épaisseurs de coulage.

Il est recommandé, lors du coulage du béton, de ne pas le laisser tomber d'une hauteur importante (plus d'un mètre) sans prendre des précautions spéciales, pour éviter la ségrégation : c'est-à-dire l'accumulation des granulations lourdes au fond du moule et la montée de l'eau et de laitance en partie supérieure, ce qui nuit à sa compacité et à sa résistance.

### **I-5-1.3. Résistances à la compression (C.B.A 93, A2.1.1.1) :**

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

Pour un nombre de jour  $j < 28$ , la résistance  $f_{cj}$  des bétons suit les lois suivantes :

Bétons de résistance courante :  $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$  pour  $f_{c28} \leq 40$  MPA

Béton de haute résistance :  $f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28}$  pour  $f_{c28} > 40$  MPA

Pour  $j \geq 28$  :  $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

On constate que les bétons à haute résistance atteignent plus rapidement leurs valeurs maximales que les normaux et ont moins de ressource. Au-delà de 28 jours, les résistances sont mesurées par écrasement d'éprouvettes normalisées.

#### **I-5-1.4. Résistances caractéristiques à la traction (C.B.A 93, A2.1.1.2):**

La résistance caractéristique à la traction  $f_{tj}$  du béton à  $j$  jour est définie par :

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$  avec  $f_{cj}$  : résistance caractéristique à la compression à «j» jours exprimée en (MPA).

La formule est valable jusqu'à des valeurs de  $f_{cj} < 60$  MPA.

Cependant, cette loi linéaire pourrait conduire à surestimer la résistance à la traction des bétons dont la résistance en compression est supérieure à 80 MPA.

La loi donnée par :

$f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$  serait plus adaptée.

Ces résistances sont tirées à partir de certains nombre d'essai :

#### **I-5-1.5. Essai de rupture :**

##### **a-Essai de rupture par compression sous charge «instantanée» :**

La résistance à la compression est mesurée par écrasement de cylindres droits de révolution de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur, dont l'aire de section droite est :

$$B = 200 \text{ cm}^2$$

Ainsi si P est la charge de rupture de l'éprouvette (MN) on a pour une éprouvette âgée de « j » jours

$$f_{cj} = P/B = P/0,02 \text{ (MPA)}$$

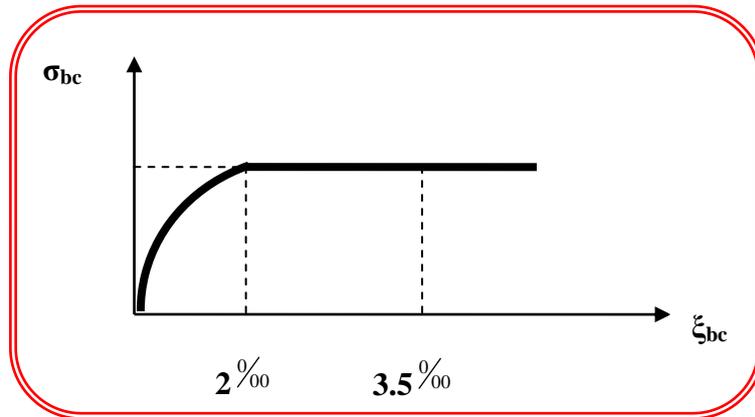
##### **b-Essai de rupture par traction :**

La résistance à la traction est déduite d'essais effectués selon deux modes opératoires :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées de coté 7,00 cm et de section 50 cm<sup>2</sup>.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai dit «brésilien»).

**Diagramme contrainte-déformations du béton (B.A.E.L91modifié99.p80):**

Le diagramme idéalisé est donné par ( fig -1-) :



**Figure I.1**  $\varepsilon_{bc}$  : déformation du béton à la compression.

Le diagramme de calcul donné par « fig-1- » comporte un arc de parabole du second degré depuis l'origine des coordonnées et jusqu'à son sommet de coordonnées  $\varepsilon_b=2\text{‰}$  et d'une contrainte de compression de béton donnée par :

$$f_{bu}=\sigma_{bc}=x = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Le coefficient de minoration de 0,85 de la résistance du béton, et la coefficient de  $\theta$ , tiennent compte de l'influence défavorable :

- De la durée d'application de la charge.
- Des conditions de bétonnage et d'hygrométrie.

➤ **Le coefficient de sécurité pour le béton  $\gamma_b$ :**

$\gamma_b=1.15$  : pour les combinaisons accidentelles.

$\gamma_b=1.5$  : pour les autres cas.

➤ **Le coefficient  $\theta$ :**

$$\theta \begin{cases} \theta = 1 \rightarrow \text{durée} > 24\text{heures.} & \varepsilon \\ \theta = 0,9 \rightarrow 1\text{heure} < \text{durée} < 24\text{heures.} \\ \theta = 0,85 \rightarrow \text{durée} < 1\text{heure.} \end{cases}$$

### I-5-2. Acier pour béton armé :

Les aciers sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction, pour limiter la fissuration.....

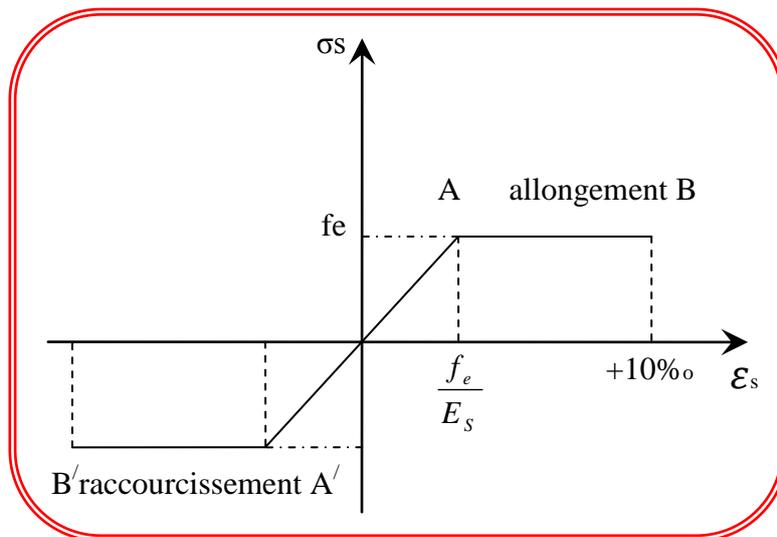
### I-5-2.1. Description des différents types d'acier :

Les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont classés en trois catégories :

- Barres rondes lisses.
- Barres à haute adhérence : **HA Fe E400** →  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .
- Fils (fils à haute adhérence et fils lisses).
- Treillis soudés pour les dalles de compression  $f_e = 215 \text{ MPa}$ .

### I-5-2.2. Diagramme contraintes-déformations (B.A.E.L91 modifié 99, p78):

Le diagramme contraintes –déformations à considérer pour les justifications aux états limites ultimes de résistance est conventionnellement défini par :



**Figure I.2 :** Diagramme (contrainte – déformations) de l'acier.

Le diagramme contraintes-déformations se compose : d'une droite de pente  $E_s=200\text{GPa}$  (module d'élasticité), indépendante de la nuance de l'acier ; d'un palier horizontal d'ordonnée  $f_e$ .

### I-5-2.3. Caractéristiques technologiques des aciers :

Les caractères technologiques sont :

- L'aptitude au façonnage, définie par référence à des essais de pliage suivi de dépliage.
- L'aptitude d'une barre à assurer les liaisons mécaniques entre elle et le béton qui l'entoure (caractères d'adhérence).
- L'aptitude au soudage.

#### a-Aptitude au façonnage :

Les diamètres de mandrins utilisés pour le façonnage des ronds lisses  $F_e E 235$  sont égaux à cinq fois le diamètre des armatures, sauf dans le cas des cadres, ou épingles (dont le diamètre est au plus égal à 20mm).

**b-Aptitude d'adhérence :**

L'adhérence d'une barre au béton qui l'enrobe est définie par deux coefficients sans dimensions :

$\eta$  : coefficient de fissuration.

Ronds lisses	$\eta=1$
Barre HA (quelque soit le $\theta$ )	$\eta=1.6$
Fils HA $\theta \geq 6mm$	$\eta=1.6$
Fils HA $\theta < 6mm$	$\eta=1.3$

**Tableau I.1 :** Coefficient de fissuration

$\kappa_s$  : coefficient de cisaillement.

Ronds lisses	$\kappa_s=1$
Barres HA (quelque soit le $\theta$ )	$\kappa_s=1.6$
Fils HA (quelque soit le $\theta$ )	$\kappa_s=1.5$

**Tableau I.2 :** Coefficient de cisaillement

➤ **Module d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égal à la valeur suivante :

$$E_s = 200000 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.2.2).}$$

➤ **Résistance de calcul :**

$F_e=400$  Mpa (pour les barres  $F_eE400$  à haute adhérence HA).

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow f_{ed} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ **L'allongement ( $\varepsilon_l$ ) :**

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15} = 1,739 \text{ ‰}$$

$f_e$ : Limite d'élasticité.

$E_s$ : Module d'élasticité de l'acier :  $E_s=2,1 \cdot 10^5$  Mpa.

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité fe (MPa)	Diamètres nominaux	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE22	215	6-8-10-12-14-16-20-25-32-40	Armatures transversales (cadre, épingles, étriers des poutres et des poteaux)
	FeE24	235		
Haute adhérence (HA)	FeE40	400	6-8-10-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés (ronds lisses)	TLE520 $\varphi \leq 6$	520	$\varphi \leq 6$	Emplois courants pour : Radiers, voiles, planchers et dallage.

**Tableau I.3 : Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques**

## I-6 .Notion des états limite :

On distingue deux états limite de calcul :

- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite de service.

### I-6 .1. Etat limite ultime de résistance : A E.L.U.R

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorée et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de ruptures minorées.

#### a. Hypothèses de calcul :

- ❖ Les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions (Navier.B).
- ❖ La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- ❖ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et béton.
- ❖ Le raccourcissement relatif  $\varepsilon_{bc}$  du béton est limité à 3,5% en flexion, 2% en compression simple.
- ❖ L'allongement relatif  $\varepsilon_s$  de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10%

### I-6 .2. Etat limite de service A E.L.S :

Il consiste à l'équilibre de sollicitation d'acier réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

**a. Hypothèses de calcul :**

- ❖ Les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions (Navier.B).
- ❖ La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- ❖ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et béton.
- ❖ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastique c'est -à-dire que la contrainte est proportionnelle à la déformation :  $\sigma = E_b \cdot \varepsilon_b$
- ❖ On définit un coefficient d'équivalence par la relation :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 (\text{forfaitairement})$$

**I-6.3.Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites :****I-6.3.1.Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1.35G + 1.5 Q \quad \text{où : } G : \text{charge permanente.}$$

Q : charge d'exploitation.

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, les règles parasismiques Algériennes ont prévu les combinaisons d'action suivantes :

$$\text{Pour les poutres} \quad \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

$$\text{Pour les poteaux} \quad G + Q \pm 1.2 E$$

Avec E : l'effort sismique horizontal.

**I-6 .3.2.Etat limite de service :**

La seule combinaison à considérer est : G+Q

## II -1/Détermination des charges et surcharges

Pour pré-dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux ...) on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement DTR .

### 1-1 : Charges permanentes :

#### a) Plancher terrasse :

On a , la charge  $G = \sigma \cdot e$

$\sigma$  : poids volumique

$e$  : l'épaisseur de l'élément

d'où le tableau suivant :

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Forme de pente	0,06	22	1,32
6	Corps creux	0,2	14	2,8
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G=5,44

**Tableau II.1 :** Charges permanentes (Plancher terrasse)

#### b) Plancher "étage – courant" :

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Un lit de sable fin	0,02	18	0,36
4	Dalle à corps creux	0,2	14	2,8
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloison de séparation	0,1	9	0,9
				G=5,1

**Tableau II.2 :** Charges permanentes (Plancher "étage – courant")

#### c) Dalle pleine:

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/M <sup>3</sup>	Charges (KN/M <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Un lit de sable fin	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de plâtre	0,01	10	0,1
6	Cloison de séparation	0,1	9	0,9
				G=5,95

**Tableau II.3 :** Charges permanentes (Dalle pleine)

## d) maçonnerie

\*Murs extérieurs :

N°	Elément	Epaisseur	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Charges KN/m <sup>2</sup>
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Lame d'air	0,05	-	-
4	Briques creuses	0,1	9	0,9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G=2,44

Tableau II.4 : Charges permanentes (Murs extérieurs)

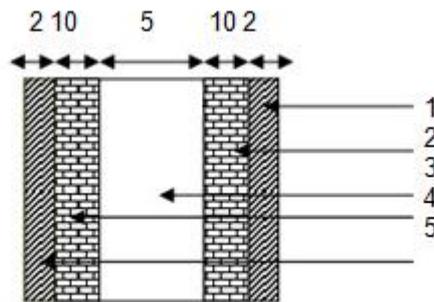
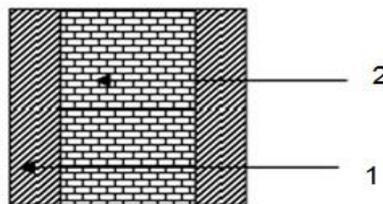


fig II1 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

\*Murs intérieurs

N°	Elément	Epaisseur(m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Charge KN/m <sup>2</sup>
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
				G=1,4

Tableau II.5 : Charges permanentes (Murs intérieurs)



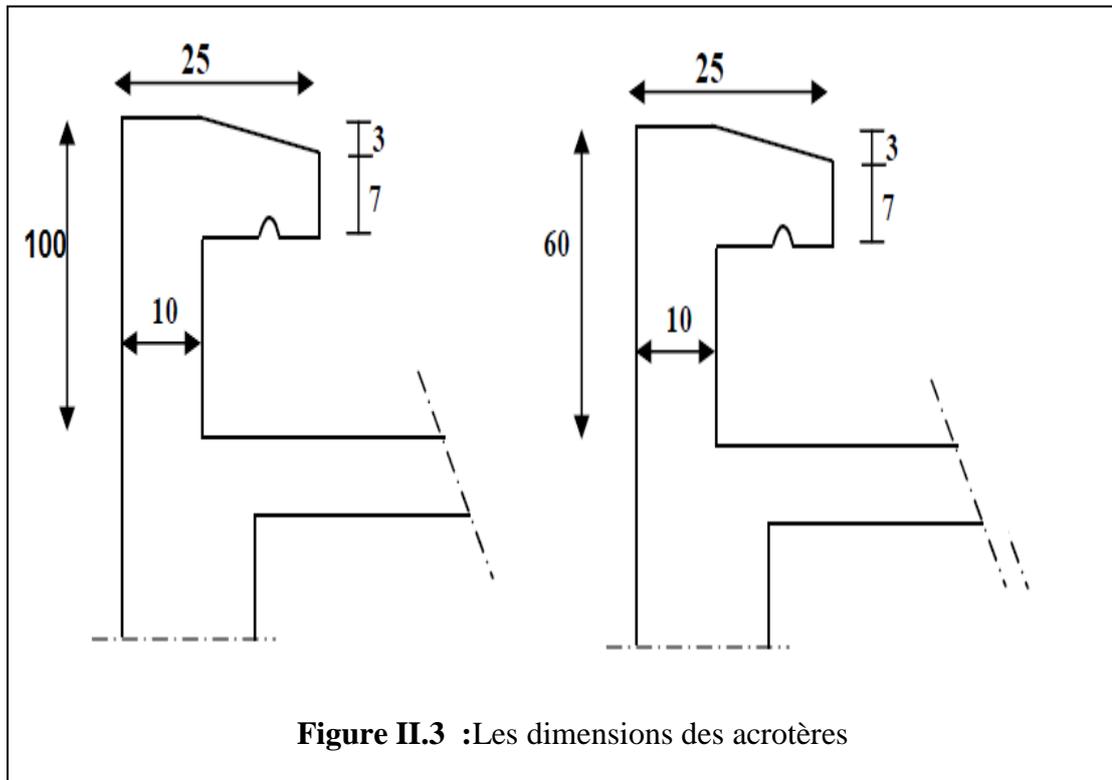
FigII-2 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

## e) acrotères :

la charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suite

$$S_1 = (0,6 * 0,1) + (0,15 * 0,1) - \frac{0,03 * 0,15}{2}$$

$$S_2 = (1 * 0,1) + (0,15 * 0,1) - \frac{0,03 * 0,15}{2}$$



$$S_1 = 0,07275 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 0,112 \text{ m}^2$$

$$G_{ac} = \rho \cdot S$$

$$G_{ac1} = 0,07275 \cdot 25 = 1,82 \text{ KN/m}$$

$$G_{ac2} = 0,112 \cdot 25 = 2,82 \text{ KN/m}$$

**f) Balcon en dalle pleine :**

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Charges KN/m <sup>2</sup>
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton	0,15	30	3,75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
				<b>G=5,15</b>

**Tableau II.6 :** Charges permanentes (Balcon en dalle pleine)**g) les charges permanentes des voiles :**

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Charges KN/m <sup>2</sup>
1	Béton armé	0,25	25	6,25
2	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
3	Enduit de ciment	0,02	22	0,44

**Tableau II.7 :** Les charges permanentes des voiles

Avec :

$$G_{\text{voilext}} = 6,25 + 0,2 + 0,44 = 6,89 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{voileint}} = 6,25 + 0,2 + 0,2 = 6,65 \text{ KN/m}^2$$

**1-2 surcharge d'exploitation**

Eléments	Surcharges
Acrotère	1 KN/m <sup>2</sup>
Plancher terrasse accessible	1 KN/m <sup>2</sup>
Plancher étage courant (habitation)	1,5 KN/m <sup>2</sup>
Les escaliers	2,5 KN/m <sup>2</sup>
Plancher RDC	3,5 KN/m <sup>2</sup>
Balcon	3,5 KN/m <sup>2</sup>

**Tableau II.8 :** Surcharge d'exploitation

## II-2/ Pré dimensionnement :

### 1/ Planchers :

#### a) Plancher à dalle pleine :

Nous avons prévu une dalle pleine pour le plancher du Rez-de-chaussée pour obtenir un caisson rigide du à la hauteur du bâtiment.

La dalle travaille dans deux sens ; son épaisseur est obtenue par (B.A.E.L)

$$\frac{l}{45} \leq ht \leq \frac{l}{40} \Rightarrow \frac{600}{45} \leq ht \leq \frac{600}{40} \Rightarrow 13,33 \leq ht \leq 15$$

On prend **h=15cm**

#### b) Plancher « étage courant »

Les planchers sont constitués de corps creux reposant sur les poutrelles qui seront à leur tour disposées suivant les petites portées.

Ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

La hauteur d'étage doit satisfaire la condition suivante :

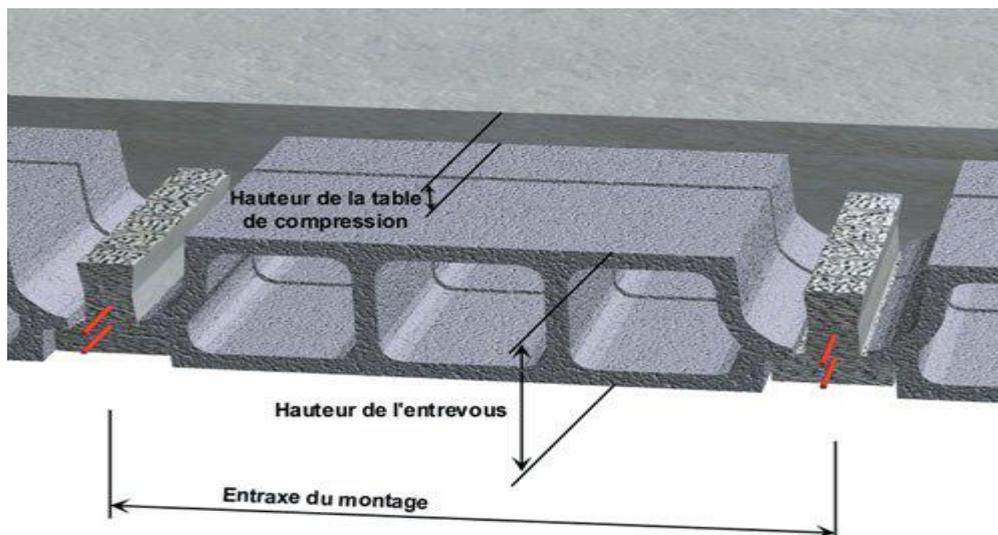
$$h_{tp} < \frac{L}{22,5}$$

avec :

$h^{tp}$  : hauteur totale du plancher

L : longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas :  $L=355\text{cm} \rightarrow h^{tp}= 15,77$  on opte pour  **$h^{tp}=20\text{cm}$**  soit (16+4)



**Figure II.4 :** Coup transversale d'une dalle à corps creux.

- **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier que :  $f = \frac{5PL^4}{384EI} \leq \frac{L}{500}$

La vérification de la flèche étant a pour une longueur  $L \geq 5m$  (BAEL 99).

- **Plancher terrasse accessible:**

$$P = (G + Q) \times 1 = 6.94 \text{ KN/m} \quad (\text{Pour une bande de 1m}).$$

$$E = 11000^3 \sqrt{f_c 28} = 11000^3 \sqrt{25} = 3,2 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot (0,20)^3}{12} = 0,66 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{5 \times 6.94 \times (3.55)^4}{384 \times 3,2 \cdot 10^7 \times 0,66 \cdot 10^{-3}} = 0,00067 \text{ m} < \frac{L}{500} = 0,01 \text{ m} \quad \text{C.V.}$$

- **Plancher étage courant:**

$$P = (G + Q) \times 1 = 6,24 \text{ KN/m} \quad (\text{Pour une bande de 1m}).$$

$$f = \frac{5 \times 6.24 \times (3.55)^4}{384 \times 3,2 \cdot 10^7 \times 0,66 \cdot 10^{-3}} = 0,00061 \text{ m} < \frac{L}{500} = 0,01 \text{ m}$$

$$f = 0,00060 < \frac{L}{500} = 0,01 \text{ m} \quad \text{C.V.}$$

- **Plancher RDC:**

$$P = (G + Q) \times 1 = 8,7 \text{ KN/m} \quad (\text{Pour une bande de 1m}).$$

$$f = 0,00085 < \frac{L}{500} = 0,01 \text{ m} \quad \text{C.V.}$$

## 2/ Poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

**Hauteur :**

$$\frac{l}{15} \leq ht \leq \frac{l}{10}$$

Avec :  $l$  : portée libre de la poutre

**Largeur :**

$$0,4ht \leq b \leq 0,7ht \text{ Avec } h_t : \text{ hauteur de la poutre}$$

a) **Poutre secondaire :**

**Hauteur :**

$$\frac{355}{15} \leq ht \leq \frac{355}{10}$$

$$26,66 \leq ht \leq 35,5 \text{ On prend } h=35 \text{ cm}$$

**Largeur :**

$$0,4 * 35 \leq b \leq 0,7 * 35$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

On prend  $b = 30 \text{ cm}$

**\* Conditions «R.P.A 2003».**

$$1) b = 30 > 20 \text{ (C.V.)}$$

$$2) h = 35 \geq 30 \text{ (C.V.)}$$

$$3) h/b = 35/30 = 1,16 < 4 \text{ (C.V.)}$$

**b) Poutre principales :**

**Hauteur :**

$$\frac{600}{15} \leq ht \leq \frac{600}{10}$$

$$40 \leq ht \leq 60$$

On prend  $ht=50\text{cm}$

**Largeur :**

$$0,4 * 50 \leq b \leq 0,7 * 50$$

$$20 \leq b \leq 35$$

On prend  $b = 40 \text{ cm}$

**\* Conditions «R.P.A 2003».**

1)  $b = 35 > 20$  (C.V).

2)  $h = 50 > 30$  (C.V).

3)  $h/b = 50/40 = 1,25 < 4$  (C.V).

**3 / Les Poteaux :****a) poteaux centraux :****❖ Critère de rigidité selon le B.A.E.L 91 :**

$$k \cdot \beta \cdot N_u \leq \frac{\theta \cdot Br_r \cdot f_{bu}}{0,9} + 0,85 \cdot f_{ed} \cdot A \Rightarrow Br \geq \frac{k \cdot N_u \cdot \beta}{\theta \frac{f_{bu}}{0,9} + 0,85 \cdot \frac{A}{B} \cdot f_{ed}}$$

Tel que :

- $Br_r$  : Section réduite du béton.
- $\theta = 1$ .
- $k = 1$ , on suppose que la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

$$\text{○ } f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \gamma_b = 1,50. \\ f_{c28} = 25 \text{MPa} \end{cases}$$

Donc :  $f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$ .

- $\lambda = 35 < 50$
- $\beta = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,2$ .
- $\frac{A}{B} = \frac{1}{100} = 0,01$
- $f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$ .

Donc :

$$Br \geq \frac{1 \times 1,2}{1 \cdot \frac{14,2}{0,9} + 0,85 \times 0,01 \times 348} N_u \Rightarrow Br \geq 0,064 \cdot N_u$$

Br = (a-2) \* (b-2)

On prend des poteaux carré, donc a=b.

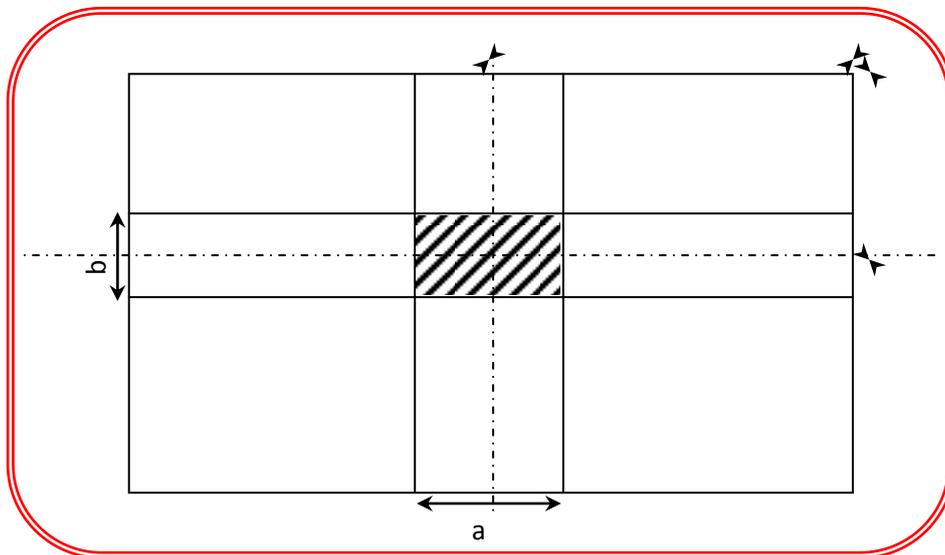
$$Br = (a-2)^2 \rightarrow a = \sqrt{Br} + 2$$

À partir de  $B_r$ , seront fixées les sections des poteaux telle que :

$$\circ N_u = 1,35.G + 1,5.Q$$

Avec :

- $G$  : Charge permanente.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $N_u$  : Effort normal ultime.
- $N_{ui}$  : Effort normal ultime du  $i^{\text{ème}}$  étage.
- $N_{uR.D.C}$  : Effort normal ultime de R.D.C.



**Figure II.5 : Poteau central.**

**Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (C2)**

$$S_Q = \frac{3,55 + 3,15}{2} * \frac{4,5 + 6,0}{2} = 17,58 \text{ m}^2.$$

$$S_G = \left[ \frac{(3,55 + 3,15)}{2} - 0,2 \right] * \left[ \left( \frac{4,5 + 6}{2} \right) - 0,15 \right] = 16,06 \text{ m}^2$$

➤ **Poteau du 10<sup>ème</sup> étage (terrasse accessible):**

○ **Les charges permanentes :**

Poids du plancher terrasse	5,44×16,06	87,36 KN
Poids des poutres	0,40×0,50×25×5,25	26,25 KN
Poids des chaînages	0,30×0,35×25×3,35	8,79 KN
Poids du 1/2 poteau	0,30×0,40×25×1,40	4,20KN
	<b>Charge permanente</b>	<b>G=126,6KN</b>
	<b>Charge d'exploitation</b> <i>Q=1,5×17,58=26,37KN</i>	<b>Q=26,37KN</b>

**Tableau II.9 :** Descente des charges de poteau central (10<sup>ème</sup> étage).

$$Nu_{terrasse} = 1,35(126,6) + 1,5(26,37) = 210,46KN * 1.15$$

$$Nu = 242,03KN$$

$$\text{Donc : } B_r \geq 0,064 \times 242,03 \times 10^{-3} \Rightarrow B_r \geq 0,015489 \text{ m}^2$$

$$Br = 154,89\text{cm}^2 \rightarrow a=14,44\text{cm}$$

On adopte une section de (35 × 35)cm<sup>2</sup>

➤ **Poteau du 9<sup>ème</sup> étage: Les charges permanentes :**

Poids du plancher terrasse	5,44×16,06	87,36 KN
Poids des poutres	0,40×0,5×25×5,25	26,25 KN
Poids des chaînages	0,30×0,35×25×3,35	8,79 KN
Poids du poteau	0,3×0,3×25×2,80	6,3KN
	<b>Charge permanente</b>	<b>G=128,7 KN</b>
	<b>Charge d'exploitation</b> <i>Q=1,5×17,58=19KN</i>	<b>Q = 26,37 KN</b>

**Tableau II.10:** Descente des charges de poteau central (9<sup>ème</sup> étage).

$$Nu = 1,35(128,7) + 1,5(26,37) + 210,46 = 423,67 KN * 1.15$$

$$Nu = 487,324 KN$$

$$B_r \geq 0,064 \times 487,324 \times 10^{-3} \Rightarrow B_r \geq 0,031188 \text{ m}^2.$$

Donc :  $B_r \geq 311,88\text{cm}^2 \rightarrow a=19,66\text{cm}$  ; Soit un poteau de (35 × 35)cm<sup>2</sup>

On obtient les résultats dans le tableau ci-décus :

Niveaux	G(kn)	N <sub>G</sub> (kn)	Q(kn)	N <sub>Q</sub> (k)	1,15*N <sub>U</sub> kn	Br cm <sup>2</sup>	A cm	sections
10 <sup>ème</sup> ETAGE	126,6	126,6	26,37	26,37	242,03	154,89	14,44	35x35
9 <sup>ème</sup> ETAGE	128,7	255,3	26,37	52,74	487,324	311,88	19,66	35x35
8 <sup>ème</sup> ETAGE	128,7	384	26,37	79,11	732,62	468,87	23,65	35x35
7 <sup>ème</sup> ETAGE	128,7	512,7	26,37	105,48	977,92	625,86	27,01	40x40
6 <sup>ème</sup> ETAGE	128,7	641,4	26,37	131,85	1223,21	782,85	29,98	40x40
5 <sup>ème</sup> ETAGE	128,7	770,1	26,37	158,22	1468,51	939,84	32,65	40x40
4 <sup>ème</sup> ETAGE	128,7	898,8	26,37	184,59	1713,80	1096,8	35,12	45x45
3 <sup>ème</sup> ETAGE	128,7	1027,5	26,37	210,96	1959,01	1253,7	37,4	45x45
2 <sup>ème</sup> ETAGE	128,7	1156,2	26,37	237,33	2204,39	1410,8	39,56	45x45
1 <sup>ème</sup> ETAGE	128,7	1284,9	26,37	263,7	2449,69	1567,8	41,59	50x50
RDC	128,7	1413,6	26,37	290,07	2694,98	1724,8	36,32	50x50
Sous Sol	128,7	1542,3	61,53	351,6	3000,93	1920,6	38,37	50x50

Tableau II.11 : Pré dimensionnement des poteaux centraux.

b) Poteau d'angle:

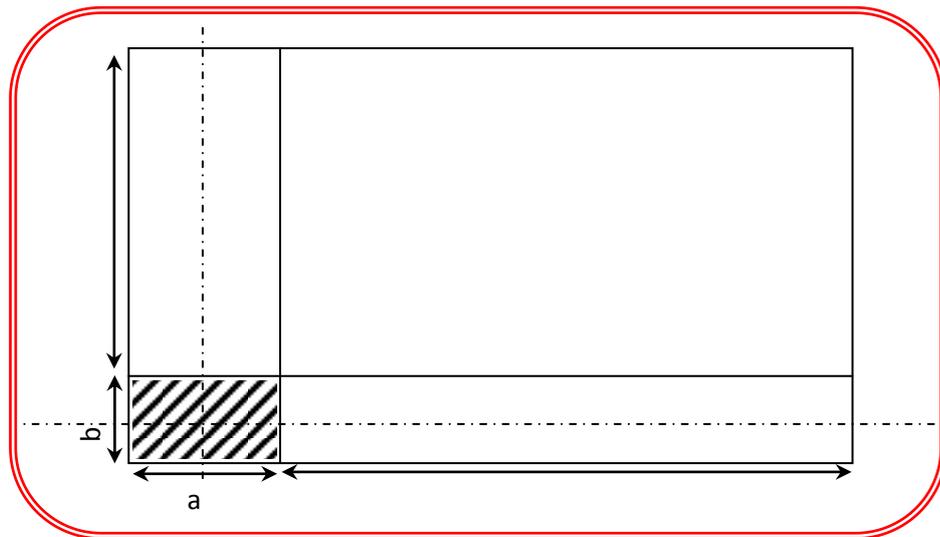


Figure II.6 : Poteau d'angle. A1

➤ Surface afférente :

- $S_G = 2,92 \times 1,425 = 4,16m^2$
- $S_Q = 3 \times 1,525 = 4,575m^2$

- **Poteau du 10<sup>ème</sup> étage :**
- **Les charges permanentes :**

Poids du plancher terrasse	5,44x4,16	22,63 KN
Poids de l'acrotère	1,819*(4,16+4,575)	15,88KN
Poids des poutres	0,4x0,5x25x2,92	14,6KN
Poids des chaînages	0,3x0,35x25x1,425	3,74 KN
Poids du poteau	0,4x0,3x25x1,4	4,2 KN
	<b>Charge permanente</b>	<b>G = 61,05 KN</b>
	<b>Charge d'exploitation</b> <i>Q=1,5x4,575=6,86KN</i>	<b>Q = 6,86 KN</b>

**Tableau II .12 :** Descente des charges de poteau d'angle (10<sup>ème</sup> étage).

$$Nu_{terrasse} = 1,5(6,86) + 1,35(61,05) = 92,7 \text{ KN} * 1,10$$

$$Nu = 101,97 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } B_r \geq 0,064 \times 95,85 \times 10^{-3} \Rightarrow B_r \geq 0,006526 \text{ m}^2.$$

$$a=10,07\text{cm}^2$$

On adopte une section de (30x30)cm<sup>2</sup>

- **Poteau du 9<sup>ème</sup> étage:**
- **Les charges permanentes :**

Poids du plancher	5,44x4,16	22,63 KN
Poids des poutres	0,4x0,5x25x2,92	14,6 KN
Poids des chaînages	0,3x0,35x25x1,425	3,74 KN
Poids du poteau	0,30x0,4x25x2,8	8,4 KN
Poids du mur	2,44x(2,92+1,425)	10,60KN
	<b>Charge permanente</b>	<b>G =59,97KN</b>
	<b>Charge d'exploitation</b> <i>Q=1,5x4,575=6,86KN</i>	<b>Q = 6,86 KN</b>

**Tableau II.13 :** Descente des charges de poteau d'angle (9<sup>ème</sup> étage).

$$Nu = 1,35(59,97) + 1,5(6,86) + 92,7 = 183,95 \text{ KN} * 1,1$$

$$Nu = 202,34 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } B_r \geq 0,064 \times 202,34 \times 10^{-3} \Rightarrow B_r \geq 0.01295 \text{ m}^2.$$

$$a=13,38\text{cm}$$

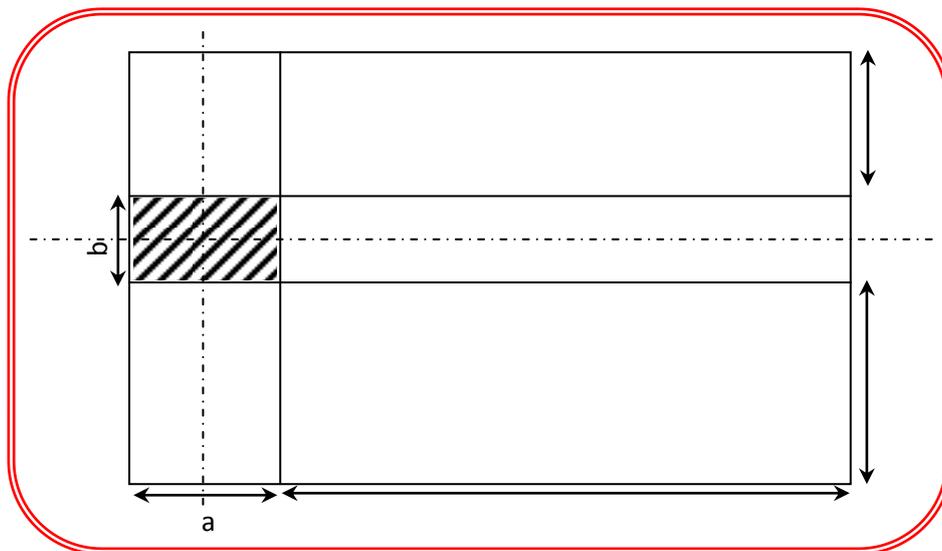
- On adopte une section de (30 x 30)cm<sup>2</sup>.

Ainsi on obtient le tableau suivant :

Niveaux	G(kn)	N <sub>G</sub> (kn)	Q(kn)	N <sub>Q</sub> (k)	1,10*N <sub>U</sub> (kn)	Br(cm <sup>2</sup> )	a(cm)= $\sqrt{Br} + 2$	Sections
10 <sup>ème</sup> ETAGE	61,05	61,05	6,86	6,86	101,97	65,26	10,05	30x30
9 <sup>ème</sup> ETAGE	59,97	121,02	6,86	13,72	202,35	129,50	13,38	30x30
8 <sup>ème</sup> ETAGE	59,97	180,90	6,86	20,58	302,59	193,65	15,91	30x30
7 <sup>ème</sup> ETAGE	59,97	240,96	6,86	27,44	403,1	257,98	18,06	30x30
6 <sup>ème</sup> ETAGE	59,97	300,93	6,86	34,3	503,47	322,22	19,95	35x35
5 <sup>ème</sup> ETAGE	59,97	360,2	6,86	41,16	602,81	385,79	21,64	35x35
4 <sup>ème</sup> ETAGE	59,97	420,87	6,86	48,02	704,22	450,70	23,22	35x35
3 <sup>ème</sup> ETAGE	59,97	480,84	6,86	54,88	804,4	514,81	24,70	35x35
2 <sup>ème</sup> ETAGE	59,97	540,81	6,86	61,74	904,97	579,18	26,06	45x45
1 <sup>ème</sup> ETAGE	59,97	600,78	6,86	68,6	1005,34	643,66	27,37	45x45
RDC	59,97	660,75	6,86	75,46	1105,72	707,66	28,6	45x45
Sous Sol	59,97	720,72	16,01	91,47	1221,19	781,56	29,95	45x45

**Tableau II.14 : pré dimensionnement des poteaux d'angle.**

**b) Poteau de rive:**



**Figure II.7 :Poteau de la rive.A2**

➤ **Surface afférente :**

- $S_G = (2,17 + 2,92) \times 1,425 = 7,253m^2$
- $S_Q = [(6 + 4,5) / 2] \times (3,05 / 2) = 8m^2$

➤ **Poteau du 10<sup>ème</sup> étage:**

○ **Les charges permanentes :**

Poids du plancher terrasse	5,44x7,253	39,45 KN
Poids des poutres	0,4x0,5x25x(2,17+2,92)	25,35KN
Poids des chaînages	0,3x0,35x25x1,425	3,74 KN
Poids de l'acrotère	1,81x(2,17+2,92)	9,21 KN
Poids du 1/2 poteau	0,3x0,4x25x1,4	4,2 KN
	<b>Charge permanente</b>	<b>G=81,95KN</b>
	<b>Charge d'exploitation</b> $Q=1,5 \times 8 = 12 \text{ KN}$	<b>Q = 12KN</b>

**Tableau II.15 : Descente des charges de poteau de rive (10<sup>ème</sup> étage).**

$$Nu_{\text{terrasse}} = 1,35(81,95) + 1,5(12) = 128,63 \text{ KN} * 1,1$$

$$Nu = 141,49 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } B_r \geq 0,064 \times 141,49 \times 10^{-3} \Rightarrow B_r \geq 0,009055 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc : } a = 11,51 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte une section de } (35 \times 35) \text{ cm}^2$$

➤ **Poteau du 9<sup>ème</sup> étage:**

○ **Les charges permanentes :**

Poids du plancher	5,44x7,253	39,45KN
Poids des poutres	0,4x0,5x25x(2,17+2,92)	25,35KN
Poids des chaînages	0,3x0,35x25x1,425	3,74 KN
Poids du poteau	0,3x0,4x25x2,8	8,4 KN
Poids du mur	2,44x(2,17+2,92+1,425)	15,89KN
	<b>Charge permanente</b>	<b>G = 92,83 KN</b>
	<b>Charge d'exploitation</b> $Q=1,5 \times 8 = 12 \text{ KN}$	<b>Q = 12KN</b>

**Tableau II .16 : Descente des charges de poteau de rive (9<sup>ème</sup> étage).**

$$Nu = 1,35(92,83) + 1,5(12) + 128,63 = 271,95 \text{ KN} * 1,1$$

$$Nu = 299,14 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } B_r \geq 0,064 \times 299,14 \times 10^{-3} \Rightarrow B_r \geq 0,01914 \text{ m}^2.$$

$$\text{On à : } a = 15,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte une section de } (35 \times 35) \text{ cm}^2$$

Ainsi on obtient le tableau suivant :

Niveaux	G(kn)	N <sub>G</sub> kn	Q kn	N <sub>Q</sub> k	1,10*N <sub>U</sub> (kn)	Br(cm) <sup>2</sup>	a(cm)= $\sqrt{Br} + 2$	sections
10 <sup>ème</sup> ETAGE	81,95	81,95	12	12	141,49	90,55	11,51	30x30
9 <sup>ème</sup> ETAGE	92,83	163,9	12	24	282,99	181,11	15,83	30x30
8 <sup>ème</sup> ETAGE	92,83	245,85	12	36	424,48	271,66	18,48	30x30
7 <sup>ème</sup> ETAGE	92,83	327,8	12	48	565,98	362,22	21,03	35x35
6 <sup>ème</sup> ETAGE	92,83	409,75	12	60	707,47	452,78	23,27	35x35
5 <sup>ème</sup> ETAGE	92,83	491,7	12	72	829,17	530,67	25,03	35x35
4 <sup>ème</sup> ETAGE	92,83	573,65	12	84	990,47	633,90	27,17	40x40
3 <sup>ème</sup> ETAGE	92,83	655,6	12	96	1131,96	724,45	28,91	40x40
2 <sup>ème</sup> ETAGE	92,83	737,55	12	108	1273,46	815,01	30,54	45x45
1 <sup>ème</sup> ETAGE	92,83	819,5	12	120	1414,95	905,56	32,09	45x45
RDC	92,83	901,45	12	132	1556,45	996,12	33,56	50x50
Sous Sol	92,83	994,28	28	160	1740,5	1113,92	35,37	50x50

**Tableau II.17 : pré dimensionnement des poteaux de rive.**

❖ **Vérification des conditions du RPA :**

○  $\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ , en Zone **IIa**

○  $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

○  $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} < 4$ .

➤ **Poteau**  $(30 \times 30)\text{cm}^2$  :

○  $b_1=30\text{cm}$        $h_1=30\text{cm}$

○  $\min(b_1, h_1) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

○  $\frac{h_e}{20} = (2,8 - 0,2) / 20 = 0,13 < 0,3 \dots\dots\dots \text{CV}$

Donc ces conditions seront vérifiées pour les autres poteaux puisque la section du poteau  $(30 \times 30)\text{cm}^2$  est la section minimale.

➤ Les poteaux ont une section carrée  $(b_1, h_1)$

Donc :

○  $\frac{b_1}{h_1} = 1$

○  $0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

❖ **Vérification de critère de stabilité (flambement) :**

➤ **Calcul de l'élanement :**

Il faut vérifier que :  $\lambda < 70$ .

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{\min}} \text{ Avec : } \begin{cases} L_f = 0,7.L_0 \\ i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}} \end{cases}$$

- $L_f$  : Longueur du flambement.
- $L_0$  : Hauteur d'étage (hauteur libre).
- $i_{\min}$  : Rayon de giration.
- $I_{\min}$  : Moment d'inertie de la section transversal dans le plan de flambement.
- $A$  : Section de poteau

**Les résultats de la vérification au flambement.**

<i>Section du poteau (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>L<sub>0</sub> (m)</i>	<i>L<sub>f</sub> (m)</i>	<i>I<sub>min</sub> = <math>\frac{b.h^3}{12}</math> (cm<sup>4</sup>)</i>	<i>A (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>i<sub>min</sub> (cm)</i>	<i>λ &lt; 70</i>
(30×30) cm <sup>2</sup>	2,8	1,96	67500	900	8,66	22,63
(35×35) cm <sup>2</sup>	2,8	1,96	125052,08	1225	10,10	19,40
(40×40) cm <sup>2</sup>	2,8	1,96	213333,33	1600	11,55	16,96
(45×45) cm <sup>2</sup>	2,8	1,96	341718,75	2025	12,99	15,08
(50×50) cm <sup>2</sup>	2,8	1,96	520833,33	2500	14,43	13,58

**Tableau II.18**

### III-1. Introduction:

Un plancher est une structure solide servant de séparation horizontale entre deux étages différents.

Il existe plusieurs types de planchers, ceux utilisés dans notre construction sont constitués de poutrelles préfabriquées en béton armé sur lesquelles reposent des corps creux.

Ce type de plancher est utilisé dans les locaux d'habitation et services, il a une bonne isolation thermique et phonique.

L'ensemble formé est recouvert d'une dalle de répartition en béton armé et d'un treillis soudé.

Dans les sens de la petite portée, les poutrelles de nos planchers sont espacées de 60 cm ; et ceci afin d'éliminer la flèche.

### III -2. Pré dimensionnement du plancher:

Nous adoptons un plancher à corps creux de type (16 + 4) cm.

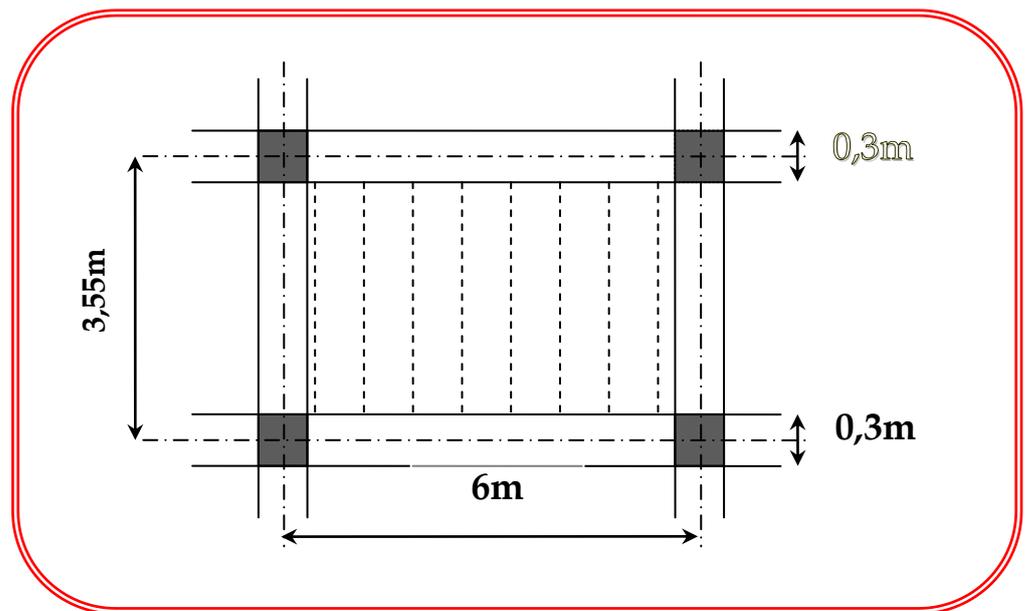


Fig.III.1: Plancher corps creux.

#### III-2-1. Ferrailage de la dalle de compression :

Les hourdis coulés en place doivent comporter un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser d'après les règles (BAEL.91. (B.6.8, 423)).

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections des ces armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Si :  $Ln \leq 50cm$  alors  $A_{\perp} = \frac{200}{f_e}$  (cm<sup>2</sup>/ml)  $f_e$  : en [MPa]

- Si :  $50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$  alors  $A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \times 0,02 L_n \text{ (cm}^2/\text{ml)}$

Les armatures parallèles aux nervures, doivent avoir une section  $A_{//} \geq A_{\perp} / 2$  ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) avec :

$f_e$  : nuance d'acier (treillis soudés)  $\emptyset < 6 \text{ mm} \Rightarrow f_e = 520 \text{ Mpa}$

$L_n$  : distance entre axes des nervures.

Armatures perpendiculaires aux nervures :

On a :  $50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$ ,  $L_n = 60 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 L_n / f_e$

On prendra  $\Phi = 6 \text{ mm} \Rightarrow f_e = 520 \text{ MPa} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 60}{520} = 0,46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$5 \Phi 6 / \text{ml} \rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Armatures parallèles aux nervures :

$A_{//} \geq A_{\perp} / 2 \Rightarrow A_{//} \geq \frac{1,41}{2} = 0,71 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 5 \Phi 6 / \text{ml} \rightarrow A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Choix: on adoptera une TS $\Phi 6$  de maille (200x200)  $\text{mm}^2$ .

### III-3. Pré dimensionnement des poutrelles :

La poutrelle est considérée comme une section en T soumise flexion simple, la hauteur de la nervure est égale à la hauteur du plancher :

- La hauteur du plancher :  $h_t = 20 \text{ cm}$ .
- L'épaisseur de la dalle de compression :  $h_0 = 4 \text{ cm}$ .
- La hauteur du corps creux :  $h = 16 \text{ cm}$ .

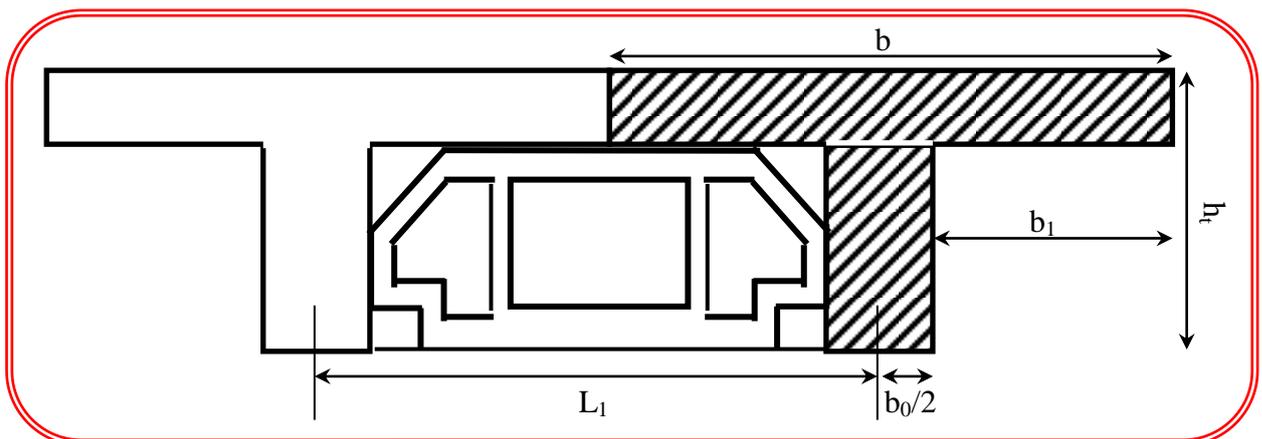


Fig.III.2: Les dimensions d'une poutrelle.

➤ **Détermination de  $b_0$  :**

La largeur  $b_0$  est généralement calculée par la formule suivante :

$$0.4 \times h_1 \leq b_0 \leq 0.8 \times h_1 \Rightarrow 0.4 \times 20\text{cm} \leq b_0 \leq 0.8 \times 20\text{cm}$$

$$\Rightarrow 8\text{cm} \leq b_0 \leq 16\text{cm}$$

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

➤ **Détermination de  $b_1$  :**

○  $L$ : La portée entre nus des chaînages.

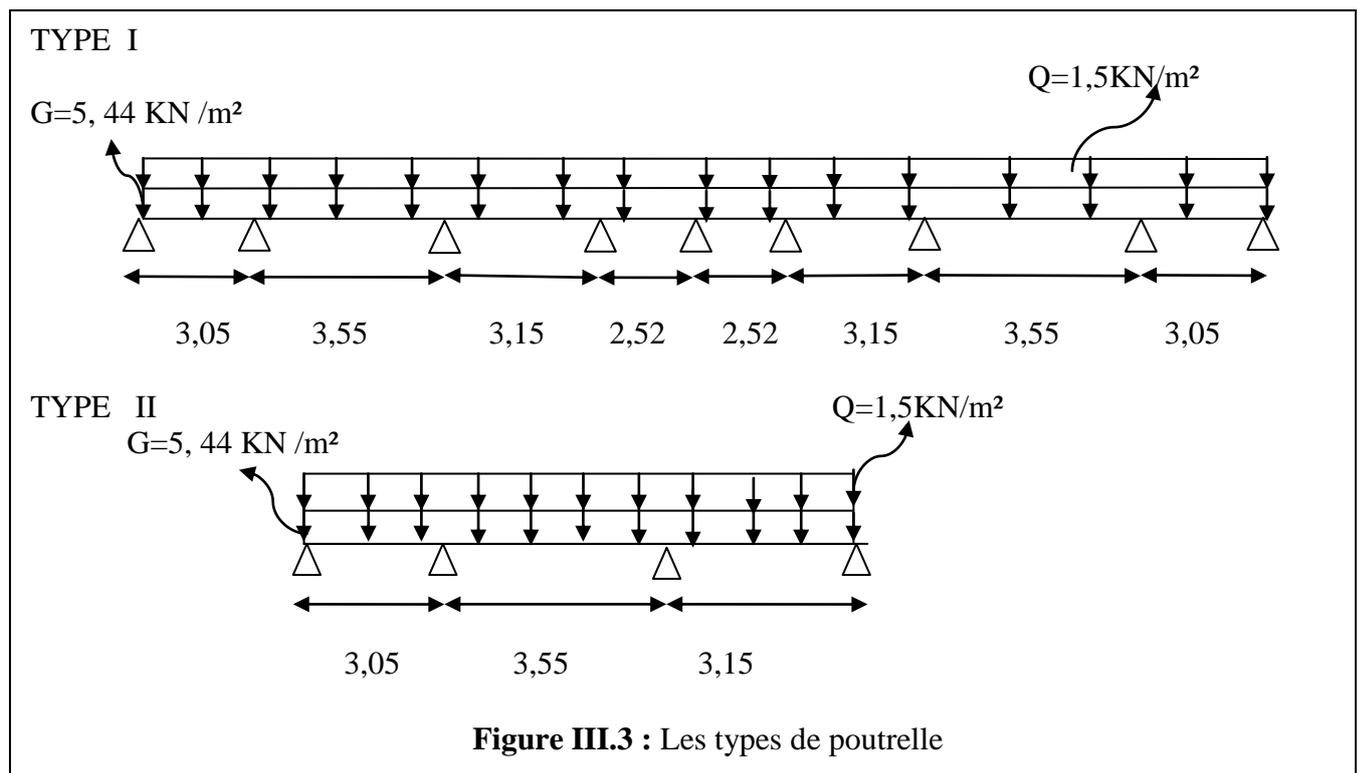
$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_1 - b_0}{2} \\ 6.h_0 \leq b_1 \leq 8.h_0 \Rightarrow b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{60 - 12}{2} = 24\text{cm} \\ 6 \times 4 \leq b_1 \leq 8 \times 4 \Rightarrow 24 \leq b_1 \leq 32 \\ \frac{315}{10} = 31.5\text{cm} \end{array} \right. \\ \frac{L}{10} \end{array} \right. \Rightarrow b_1 = 24\text{cm}$$

➤ **Détermination de  $b$  :**

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 \Rightarrow b = 60\text{cm}$$

### III-4. Les types de poutrelle :

Dans notre cas on a deux types de poutrelles



Dans le cas de planchers comportant des poutres (secondaires ou principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elles sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limitée, éventuellement, par des conditions complémentaires : [BAEL91/B.6.2,20]

- méthode forfaitaire pour les planchers à charge d'exploitation modérée ; [BAEL91/B6.2,21]
- méthode de **A. Caquot** pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée ; [BAEL91/B.6.2,22]
- 

### III-5. Calcul des sollicitations sur les poutrelles :

#### ❖ Méthode de calcul :

le calcul des poutrelles se fait par la méthode forfaitaire :

##### ○ **Méthode forfaitaire :**

Pour appliquer cette méthode, il faut vérifier certaines conditions :

1. La charge d'exploitation :  $Q \leq \max [2.G, 5 \text{ KN/m}^2]$
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité.
3. Pour les portées successives, il faut vérifier :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_i + 1} \leq 1,25$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

#### ❖ L'évaluation des charges:

##### • **La terrasse :**

$$P_{ut} = (1,35G + 1,5Q)b = (1,35 \times 5,44 + 1,5 \times 1,5) \cdot 0,6 = 5,756 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{ser} = (G + Q)b = (5,44 + 1,5) \cdot 0,6 = 4,164 \text{ KN/m}^2$$

##### • **L'étage courant:**

$$P_{ut} = (1,35G + 1,5Q)b = (1,35 \times 4,74 + 1,5 \times 1,5) \cdot 0,6 = 5,189 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{ser} = (G + Q)b = (4,74 + 1,5) \cdot 0,6 = 3,744 \text{ KN/m}^2$$

Type de plancher	$G [KN/m^2]$	$Q [KN/m^2]$	$b [m]$	E.L.U $(1,35G+1,5Q) \times b [KN/ml]$	E.L.S $(G+Q) \times b [KN/ml]$
Terrasse accessible	5,44	1,5	0,6	5,756	4,164
Étage Courant	4,74	1,5	0,6	5,189	3,744

Tableau III.1 : L'évaluation des charges à l'ELU et l'ELS.

### III -5-1.L'étage courant :

#### III -5-1.1 .Poutre type I

##### - Vérification d'application de la méthode forfaitaire:

1-  $Q = 1,5kn/m^2 \leq \max(2G,5)kn/m^2 = 10,88kn/m^2 \rightarrow$  **condition vérifiée.**

2- Section constante  $\Rightarrow$  le moment d'inertie est constant  $\rightarrow$  **condition vérifiée.**

3- On a  $\frac{3,05}{3,55} = 0,85 \in [0.8;1.25] \rightarrow$  **condition vérifiée.**

On a  $\frac{3,55}{3,15} = 1,12 \in [0.8;1.25] \rightarrow$  **condition vérifiée.**

On a  $\frac{3,15}{2,52} = 1,24 \in [0.8;1.25] \rightarrow$  **condition vérifiée**

On a  $\frac{2,525}{2,525} = 1 \in [0.8;1.25] \rightarrow$  **condition vérifiée.**

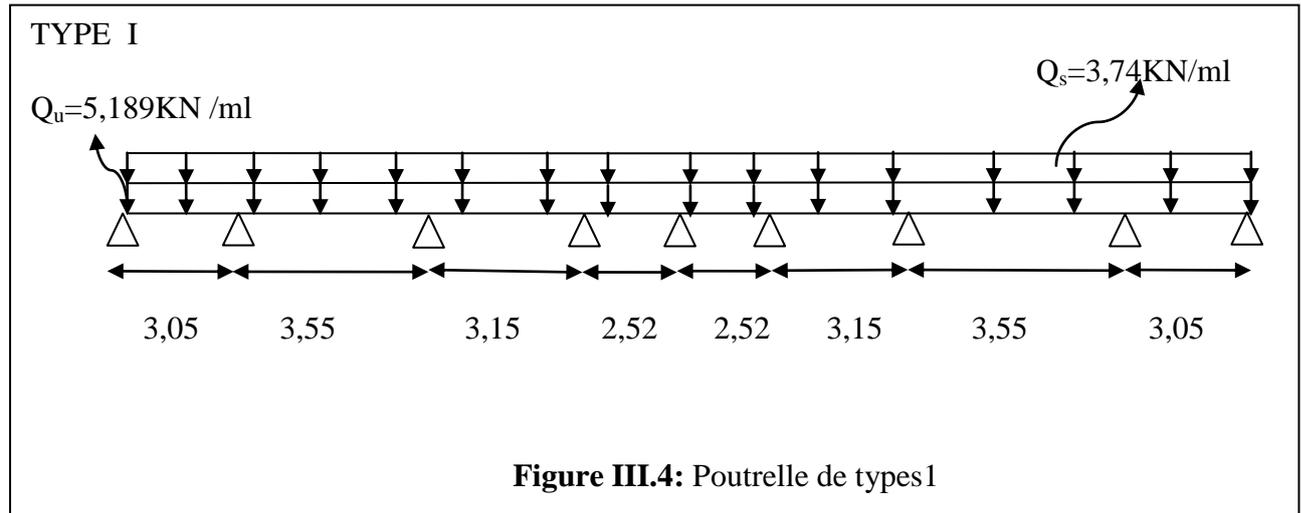
On a  $\frac{2,525}{3,15} = 0,80 \in [0.8;1.25] \rightarrow$  **condition vérifiée.**

On a  $\frac{3,15}{3,55} = 0,88 \in [0.8;1.25] \rightarrow$  **condition vérifiée**

On a  $\frac{3,55}{3,05} = 1,16 \in [0.8;1.25] \rightarrow$  **condition vérifiée**

4- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable  $\rightarrow$  **condition vérifiée.**

$\rightarrow$  On applique la **Méthode forfaitaire** .



*Le calcul par la méthode forfaitaire :*

$$Q_U = 5,189 \text{ kN/ml}$$

$$Q_S = 3,744 \text{ kN/ml}$$

**1 -calcul des moments fléchissent :**

*a): Calcul de  $M_0(L=3.05\text{m})$*

$$ELU : \quad M_0^U = \frac{q^u l^2}{8} = \frac{5,189 (3.05)^2}{8} = 6,03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$ELS : \quad M_0^S = \frac{q^s l^2}{8} = \frac{3,744 (3.05)^2}{8} = 4,35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

*Calcul de  $M_0(L= 3.55\text{m})$*

$$ELU : \quad M_0^U = \frac{q^u l^2}{8} = \frac{5,189 (3.55)^2}{8} = 8,17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$ELS : \quad M_0^S = \frac{q^s l^2}{8} = \frac{3,744 (3.55)^2}{8} = 5,89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

*Calcul de  $M_0(L=3.15\text{m})$*

$$ELU : \quad M_0^U = \frac{q^u l^2}{8} = \frac{5,189 (3.15)^2}{8} = 6,43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$ELS : \quad M_0^S = \frac{q^s l^2}{8} = \frac{3,744 (3.15)^2}{8} = 4,64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

*Calcul de  $M_0(L=2.525\text{m})$*

$$ELU : \quad M_0^U = \frac{q^u l^2}{8} = \frac{5,189 (2.525)^2}{8} = 4,13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$ELS : \quad M_0^S = \frac{q^s l^2}{8} = \frac{3,744 (2.525)^2}{8} = 2,98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Calcul de  $M_0$  ( $L=3.15m$ )

$$ELU : M_0^U = \frac{q^u l^2}{8} = \frac{5,189 (3.15)^2}{8} = 6,43 \text{ KN} \cdot m$$

$$ELS : M_0^S = \frac{q^s l^2}{8} = \frac{3,744 (3.15)^2}{8} = 4,64 \text{ KN} \cdot m$$

Calcul de  $M_0$  ( $L= 3.55m$ )

$$ELU : M_0^U = \frac{q^u l^2}{8} = \frac{5,189 (3.55)^2}{8} = 8,17 \text{ KN} \cdot m$$

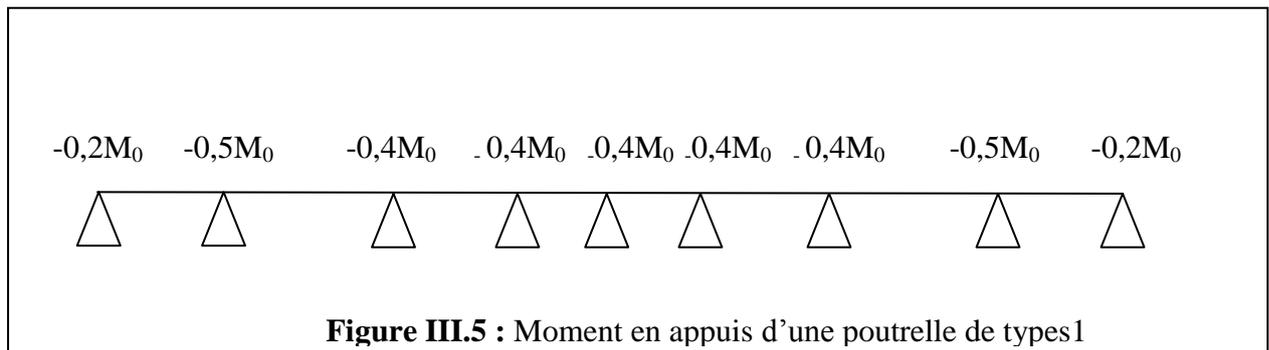
$$ELS : M_0^S = \frac{q^s l^2}{8} = \frac{3,744 (3.55)^2}{8} = 5,89 \text{ KN} \cdot m$$

Calcul de  $M_0$  ( $L=3.05m$ )

$$ELU : M_0^U = \frac{q^u l^2}{8} = \frac{5,189 (3.05)^2}{8} = 6,03 \text{ KN} \cdot m$$

$$ELS : M_0^S = \frac{q^s l^2}{8} = \frac{3,744 (3.05)^2}{8} = 4,35 \text{ KN} \cdot m$$

**B)- moment en appuis :**



$$\begin{aligned}
 ELU \quad M_{a1}^U &= -0,2M_0 = -0,2 \cdot 6,03 = -1,2 \text{ KN} \cdot m \\
 M_{a2}^U &= -0,5M_0 = -0,5 \cdot 8,17 = -4,08 \text{ KN} \cdot m \\
 M_{a3}^U &= -0,4M_0 = -0,4 \cdot 8,17 = -3,27 \text{ KN} \cdot m \\
 M_{a4}^U &= -0,4M_0 = -0,4 \cdot 6,43 = -2,57 \text{ KN} \cdot m \\
 M_{a5}^U &= -0,4M_0 = -0,4 \cdot 4,11 = -1,644 \text{ KN} \cdot m \\
 M_{a6}^U &= -0,4M_0 = -0,4 \cdot 6,43 = -2,57 \text{ KN} \cdot m \\
 M_{a7}^U &= -0,4M_0 = -0,4 \cdot 8,17 = -3,27 \text{ KN} \cdot m \\
 M_{a8}^U &= -0,5M_0 = -0,5 \cdot 8,17 = -4,08 \text{ KN} \cdot m \\
 M_{a9}^U &= -0,2M_0 = -0,2 \cdot 6,03 = -1,2 \text{ KN} \cdot m
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{ELS : } M_{a1}^S &= -0.2M_0^S = -0.2 \cdot 4,35 = -0,87 \text{ KN} \cdot \text{m} \\
 M_{a2}^S &= -0.5M_0^S = -0.5 \cdot 5,89 = -2,95 \text{ KN} \cdot \text{m} \\
 M_{a3}^S &= -0.4M_0^S = -0.4 \cdot 5,89 = -2,35 \text{ KN} \cdot \text{m} \\
 M_{a4}^S &= -0.4M_0^S = -0.4 \cdot 4,64 = -1,86 \text{ KN} \cdot \text{m} \\
 M_{a5}^S &= -0.4M_0^S = -0.4 \cdot 2,97 = -1,188 \text{ KN} \cdot \text{m} \\
 M_{a6}^S &= -0.4M_0^S = -0.4 \cdot 4,64 = -1,86 \text{ KN} \cdot \text{m} \\
 M_{a7}^S &= -0.4M_0^S = -0.4 \cdot 5,89 = -2,35 \text{ KN} \cdot \text{m} \\
 M_{a8}^S &= -0.5M_0^S = -0.5 \cdot 5,89 = -2,95 \text{ KN} \cdot \text{m} \\
 M_{a9}^S &= -0.2M_0^S = -0.2 \cdot 4,34 = -0,87 \text{ KN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

**c)1- moment en travées :(AB)**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,50}{4,74 + 1,50} = 0,240$$

$$\begin{cases}
 M_{t1} + \frac{M_a + M_b}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha), 1.05]M_0 \\
 M_{t1} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2}
 \end{cases}$$

$$\begin{cases}
 M_{t1} + \frac{(-0.2 - 0.5)M_0}{2} \geq \max(1.07, 1.05)M_0 \\
 M_{t1} \geq \frac{(1.2 + 0.3 \cdot 0.240)M_0}{2}
 \end{cases}$$

$$\begin{cases}
 M_{t1} \geq 0.72M_0 \\
 M_{t1} \geq 0.63M_0
 \end{cases}
 \Rightarrow M_0 = 0.75M_0$$

$$\begin{cases}
 M_{t1}^U = 0.75M_0 = 0.75 \cdot 6,03 = 4,52 \text{ KN} \cdot \text{m} \\
 M_{t1}^S = 0.75M_0 = 0.75 \cdot 4,35 = 3,26 \text{ KN} \cdot \text{m}
 \end{cases}$$

**2- moment en travée (BC)**

$$\begin{cases}
 M_{t1} + \frac{M_b + M_c}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha), 1.05]M_0 \\
 M_{t1} \geq \frac{(1.0 + 0.3\alpha)M_0}{2}
 \end{cases}$$

$$\begin{cases}
 M_{t1} + \frac{(-0.5 - 0.4)M_0}{2} \geq \max(1.07, 1.05)M_0 \\
 M_{t1} \geq \frac{(1.0 + 0.3 \cdot 0.240)M_0}{2}
 \end{cases}$$

$$\begin{cases}
 M_{t1} \geq 0.62M_0 \\
 M_{t1} \geq 0.54M_0
 \end{cases}
 \Rightarrow M_0 = 0.65M_0$$

$$\begin{cases} M_{t1}^U = 0.65M_0 = 0.65 \cdot 8,17 = 5,31 \text{KN} \cdot \text{m} \\ M_{t1}^S = 0.65M_0 = 0.65 \cdot 5,89 = 3,83 \text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

**3- moment en travée (CD)**

$$\begin{cases} M_{t1}^U = 0.65M_0 = 0.65 \cdot 6,43 = 4,18 \text{KN} \cdot \text{m} \\ M_{t1}^S = 0.65M_0 = 0.65 \cdot 4,63 = 3,02 \text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

**4- moment en travée (DE)**

$$\begin{cases} M_{t1}^U = 0.65M_0 = 0.65 \cdot 4,11 = 2,67 \text{KN} \cdot \text{m} \\ M_{t1}^S = 0.65M_0 = 0.65 \cdot 2,97 = 1,93 \text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

**5- moment en travée (EF)**

$$\begin{cases} M_{t1}^U = 0.65M_0 = 0.65 \cdot 4,11 = 2,67 \text{KN} \cdot \text{m} \\ M_{t1}^S = 0.65M_0 = 0.65 \cdot 2,97 = 1,93 \text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

**6- moment en travée (FG)**

$$\begin{cases} M_{t1}^U = 0.65M_0 = 0.65 \cdot 6,43 = 4,18 \text{KN} \cdot \text{m} \\ M_{t1}^S = 0.65M_0 = 0.65 \cdot 4,63 = 3,02 \text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

**7- moment en travée (GH)**

$$\begin{cases} M_{t1}^U = 0.65M_0 = 0.65 \cdot 8,17 = 5,31 \text{KN} \cdot \text{m} \\ M_{t1}^S = 0.65M_0 = 0.65 \cdot 5,89 = 3,83 \text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

**8- moment en travée (HI)**

$$\begin{cases} M_{t1}^U = 0.75M_0 = 0.75 \cdot 6,03 = 4,52 \text{KN} \cdot \text{m} \\ M_{t1}^S = 0.75M_0 = 0.75 \cdot 4,35 = 3,26 \text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

-moment sur les appuis sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

APPUIS	M(KN.M)	
	ELU	ELS
1	1,2	0,87
2	4,08	2,95
3	3,27	2,35
4	2,57	1,86
5	1,644	1,188
6	2,57	1,86
7	3,27	2,35
8	4,08	2,95
9	1,2	0,87

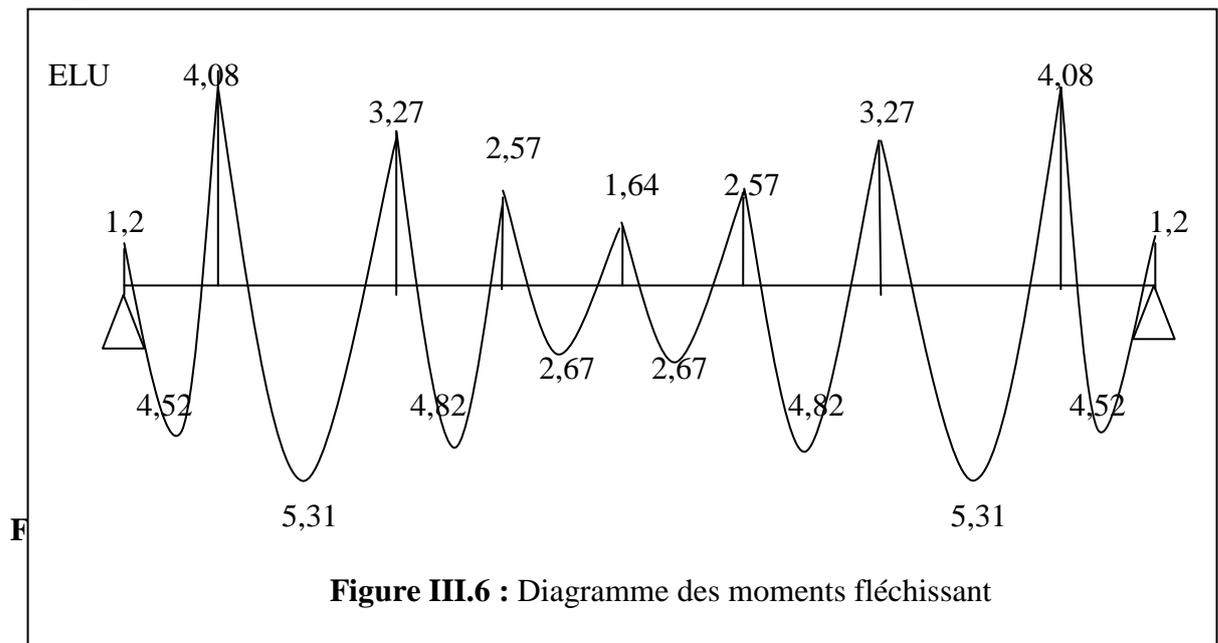
**Tableau III.2 : Moment sur les appuis**

-Les moments sur les travées sont illustrés sur le tableau :

TRAVÉE	M(KN.M)	
	ELU	ELS
AB	4,52	3,26
BC	5,31	3,83
DC	4,82	3,02
DE	2,67	1,93
EF	2,67	1,93
FG	4,82	3,02
GH	5,31	3,83
HI	4,52	3,26

**Tableau III.3** Les moments sur les travées

-Diagramme des moments fléchissants :



**2-Les efforts tranchants :**

$$T_{w1} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_{w1} = 5,189 \frac{3,05}{2} + \frac{1,2 - 4,08}{3,05} = 6,97 \text{ KN.m}$$

$$T_{e1} = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_{e1} = 5,189 \frac{3,05}{2} - \frac{1,2 - 4,08}{3,05} = 8,86 \text{ KN.m}$$

$$T_{w2} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_{w2} = 5,189 \frac{3,55}{2} + \frac{4,08 - 3,27}{3,55} = 9,44 \text{ KN.m}$$

$$Te_2 = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_{e2} = 5,189 \frac{3,55}{2} - \frac{3,02 - 3,27}{3,55} = 8,98 \text{ KN.m}$$

$$T_{w3} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_{w3} = 5,189 \frac{3,15}{2} + \frac{3,27 - 2,57}{3,15} = 8,39 \text{ N.m}$$

$$Te_3 = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_{e3} = 5,189 \frac{3,15}{2} - \frac{3,27 - 2,57}{3,15} = 7,95 \text{ KN.m}$$

$$T_{w4} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_{w4} = 5,189 \frac{2,52}{2} + \frac{2,57 - 1,644}{2,52} = 6,90 \text{ KN.m}$$

$$Te_4 = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_{e4} = 5,189 \frac{2,52}{2} - \frac{2,57 - 1,644}{2,52} = 6,17 \text{ KN.m}$$

$$T_{w5} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_{w5} = 5,189 \frac{2,52}{2} + \frac{1,644 - 2,57}{2,52} = 6,17 \text{ KN.m}$$

$$Te_5 = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_{e5} = 5,189 \frac{2,52}{2} - \frac{1,644 - 2,57}{2,52} = 6,90 \text{ KN.m}$$

$$T_{w6} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_{w6} = 5,189 \frac{3,15}{2} + \frac{2,57 - 3,27}{3,15} = 7,95 \text{ KN.m}$$

$$Te_6 = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_{e6} = 5,189 \frac{3,15}{2} - \frac{2,57 - 3,27}{3,15} = 8,39 \text{ KN.m}$$

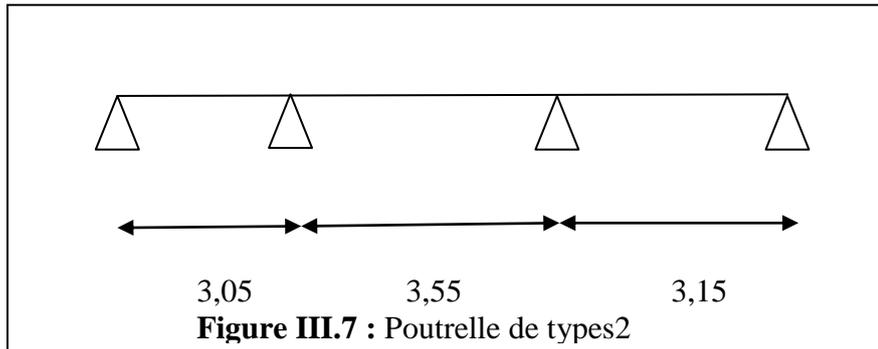
$$T_{w7} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_{w7} = 5,189 \frac{3,55}{2} + \frac{3,27 - 4,08}{3,55} = 8,98 \text{ KN.m}$$

$$Te_7 = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_{e7} = 5,189 \frac{3,55}{2} - \frac{3,27 - 4,08}{3,55} = 9,44 \text{ KN.m}$$

$$T_{w8} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_{w8} = 5,189 \frac{3,05}{2} + \frac{4,08 - 1,2}{3,05} = 8,86 \text{ KN.m}$$

$$Te_8 = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_{e8} = 5,189 \frac{3,05}{2} - \frac{4,08 - 1,2}{3,05} = 6,96 \text{ KN.m}$$

## III -5-1.2.Poutre type II

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

- 1-  $Q = 1,5 \text{ kn/m}^2 \leq \max(2G, 500) \text{ kn/m}^2 = 11,32 \text{ kn/m}^2 \rightarrow$  **condition vérifiée.**
- 2- Section constante  $\Rightarrow$  le moment d'inertie est constant  $\rightarrow$  **condition vérifiée.**
- 3- On a  $\frac{3,05}{3,55} = 0,85 \in [0,8; 1,25] \rightarrow$  **condition vérifiée.**  
 -On a  $\frac{3,55}{3,15} = 1,12 \in [0,8; 1,25] \rightarrow$  **condition vérifiée**
- 4- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable  $\rightarrow$  **condition vérifiée**

**Le calcul par la méthode forfaitaire :**

$$Q_U = 5,189 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_S = 3,744 \text{ KN/m}^2$$

**1 -calcul des moments fléchissent :****a): Calcul de  $M_0(L=3.05\text{m})$** 

$$ELU : \quad M_0^U = \frac{q^u l^2}{8} = \frac{5,189 (3,05)^2}{8} = 6,03 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$ELS : \quad M_0^S = \frac{q^s l^2}{8} = \frac{3,744 (3,05)^2}{8} = 4,35 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Calcul de  $M_0(L= 3.55\text{m})$** 

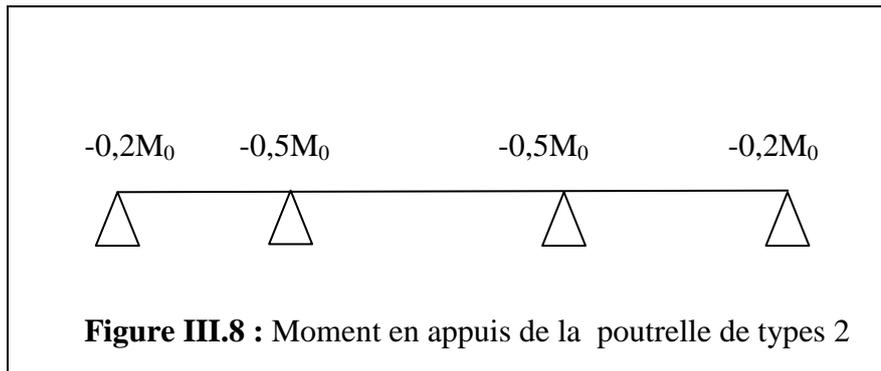
$$ELU : \quad M_0^U = \frac{q^u l^2}{8} = \frac{5,189 (3,55)^2}{8} = 8,17 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$ELS : \quad M_0^S = \frac{q^s l^2}{8} = \frac{3,744 (3,55)^2}{8} = 5,89 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Calcul de  $M_0(L=3.15\text{m})$** 

$$ELU : \quad M_0^U = \frac{q^u l^2}{8} = \frac{5,189 (3,15)^2}{8} = 6,43 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$ELS : \quad M_0^S = \frac{q^s l^2}{8} = \frac{3,744 (3,15)^2}{8} = 4,63 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**B)- moment en appuis :****-appuis de rive :**

$$\text{ELU : } M_{a1}^U = -0.2M_0 = -0.2 \cdot 6,03 = -1,206 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{a4}^U = -0.2M_0 = -0.2 \cdot 6,43 = -1,28 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{ELS : } M_{a1}^S = -0.2M_0^S = -0.2 \cdot 4,35 = -0,87 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{a4}^S = -0.2M_0^S = -0.2 \cdot 4,63 = -0,926 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**-appuis intermédiaire :**

$$\text{ELU : } M_{a2}^U = -0.5M_0^U = -0.5 \cdot 6,03 = -3,01 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{a3}^U = -0.5M_0^U = -0.5 \cdot 8,17 = -4,085 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{ELS : } M_{a2}^S = -0.5M_0^S = -0.5 \cdot 4,35 = -2,17 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{a3}^S = -0.5M_0^S = -0.5 \cdot 5,89 = -2,945 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**c)1- moment en travées :(AB)**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,50}{4,74+1,50} = 0,240$$

$$\begin{cases} M_{r1} + \frac{M_a + M_B}{2} \geq \max[(1+0.3\alpha), 1.05]M_0 \\ M_{r1} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{r1} + \frac{(0.2+0.5)M_0}{2} \geq \max(1.06, 1.05)M_0 \\ M_{r1} \geq \frac{(1.2+0.3 \cdot 0.24)M_0}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{r1} \geq 0.71M_0 \\ M_{r1} \geq 0.63M_0 \end{cases} \Rightarrow M_0 = 0.75M_0$$

$$\begin{cases} M_{t1}^U = 0.75M_0 = 0.75 \cdot 6,03 = 4,52 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{t1}^S = 0.75M_0 = 0.75 \cdot 4,35 = 3,26 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

**2- moment en travée (BC)**

$$\begin{cases} M_{t1}^U = 0.75M_0 = 0.75 \cdot 8,17 = 6,13 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{t1}^S = 0.75M_0 = 0.75 \cdot 5,89 = 4,42 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

**3- moment en travée (CD)**

$$\begin{cases} M_{t1}^U = 0.75M_0 = 0.75 \cdot 6,43 = 4,82 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{t1}^S = 0.75M_0 = 0.75 \cdot 4,63 = 3,47 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

-Les moments sur les appuis sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

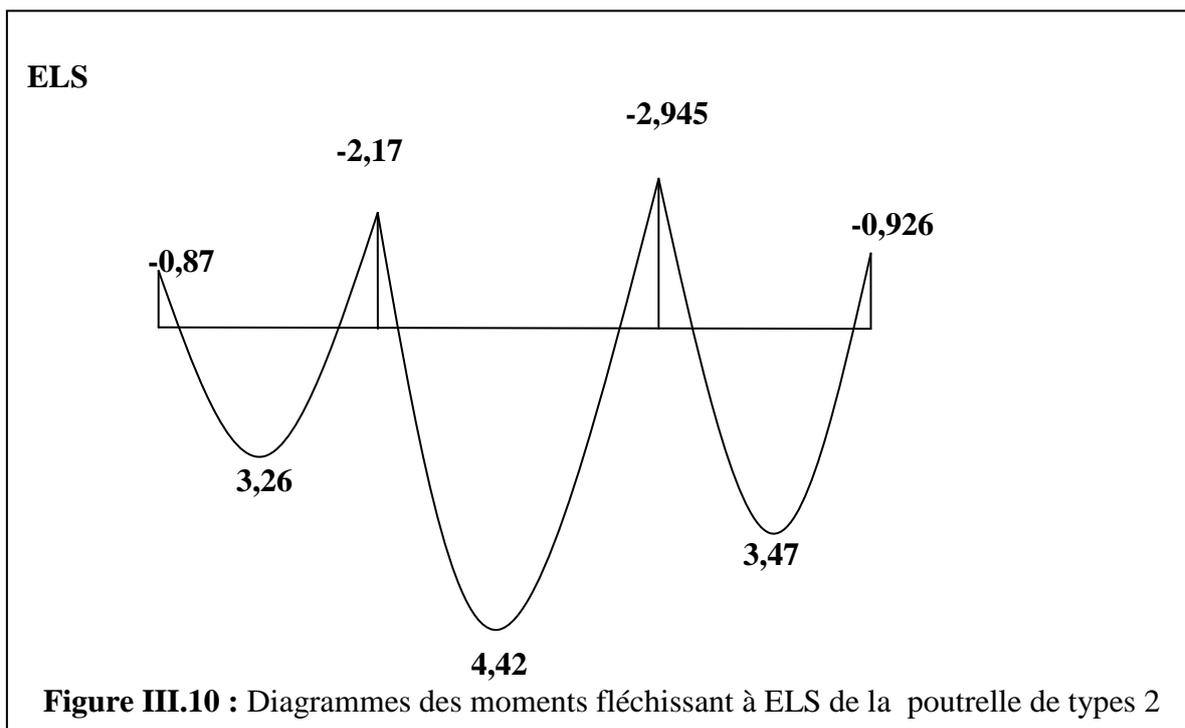
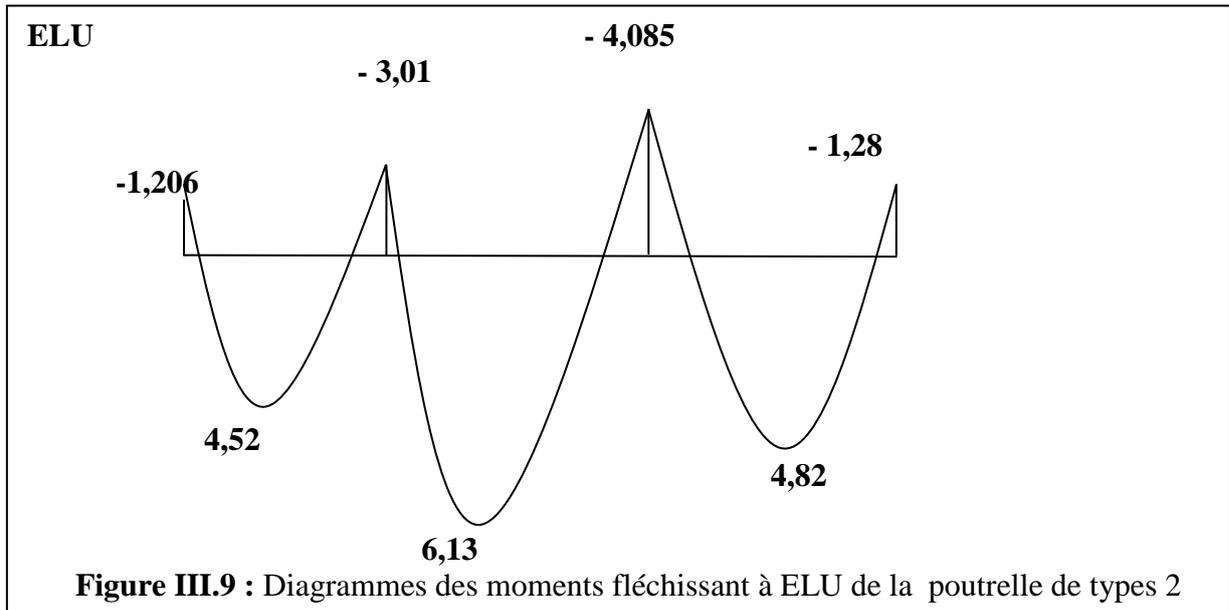
APPUIS	M(KN.M)	
	ELU	ELS
1	1,206	0,87
2	3,01	2,17
3	4,085	2,945
4	1,28	0,926

**Tableau III.4** : Les moments sur les appuis

-Les moments sur les travées sont illustrés sur le tableau :

TRAVÉE	M(KN.M)	
	ELU	ELS
AB	4,52	3,26
BC	6,13	4,42
CD	4,82	3,47

**Tableau III.5** : Les moments sur les travées

**-Diagrammes des moments fléchissant :****2-le calcul des efforts tranchants :**

$$T_{w1} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_w = 5,189 \frac{3,05}{2} + \frac{1,206 - 3,01}{3,05} = 7,32 \text{ KN.m}$$

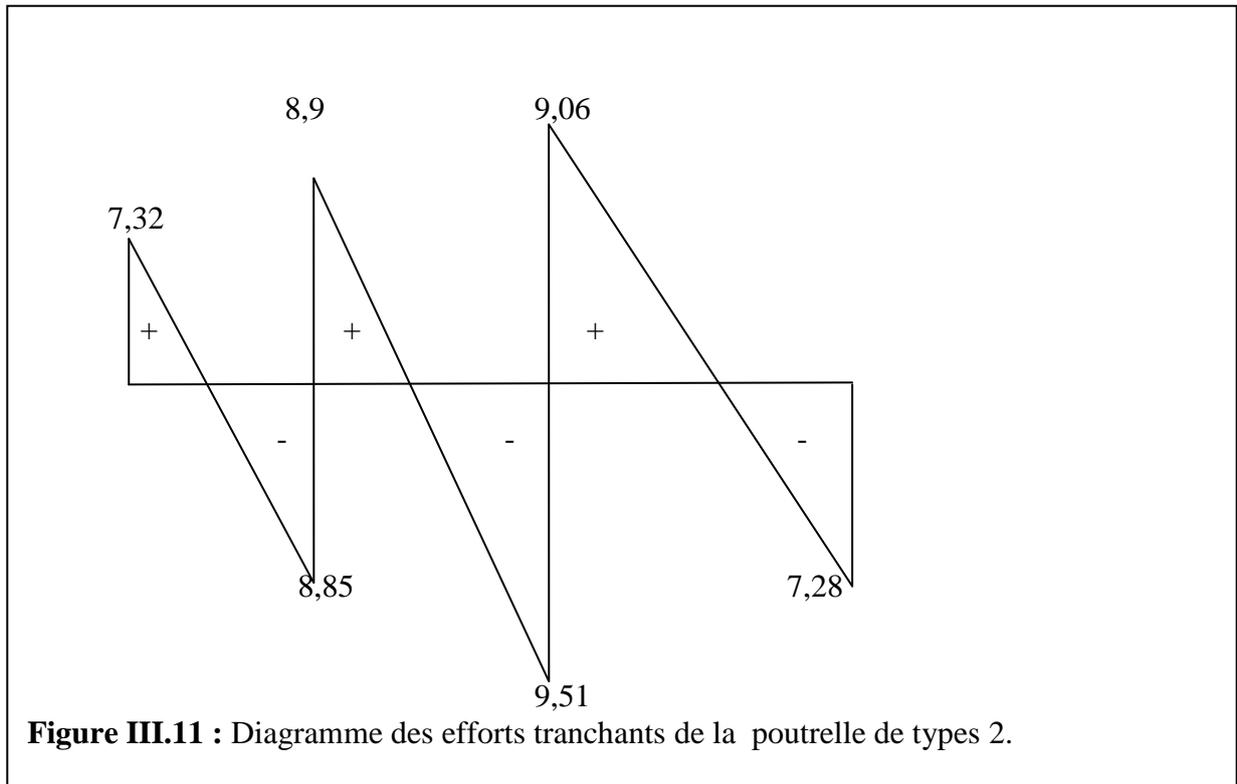
$$T_{e1} = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_e = 5,189 \frac{3,05}{2} - \frac{1,206 - 3,01}{3,05} = 8,5 \text{ KN.m}$$

$$T_{w2} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_w = 5,189 \frac{3,55}{2} + \frac{3,01 - 4,085}{3,55} = 8,90 \text{ KN.m}$$

$$T_{e2} = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_e = 5,189 \frac{3,55}{2} - \frac{3,01 - 4,085}{3,55} = 9,51 \text{ KN.m}$$

$$T_{w3} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_w = 5,189 \frac{3,15}{2} + \frac{4,085 - 1,28}{3,15} = 9,06 \text{ KN.m}$$

$$T_{e3} = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_e = 5,189 \frac{3,15}{2} - \frac{4,085 - 1,28}{3,15} = 7,28 \text{ KN.m}$$



Le tableau ci-dessous contient les sollicitations maximales pour les deux types de poutrelles des étages courants :

TYPE DE POUTRELLE	MÉTHODE DE CALCUL	ELU		ELS		T <sup>MAX</sup> KN
		M <sub>t</sub> <sup>max</sup>	M <sub>a</sub> <sup>max</sup>	M <sub>t</sub> <sup>max</sup>	M <sub>a</sub> <sup>max</sup>	
		KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	
1	Forfaitaire	6,13	-4,08	4,42	-2,35	9,63
2	Forfaitaire	6,13	-4,085	4,42	-2,945	9,51
<b>Maximum</b>		<b>6,13</b>	<b>-4,085</b>	<b>4,42</b>	<b>-2,945</b>	<b>9,63</b>

Tableau III6. : Les sollicitations maximales des poutrelles.

**III -5-2.Terrasse accessible :**

$Q_u=5,756\text{KN/ml}$

$Q_{ser}=4,164\text{KN/ml}$

**III- 5 -2-1. La poutrelle type1:****1-Calcul des moments fléchissant:**

- Les moments sur les appuis sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

APPUIS	M (KN.M)	
	ELU	ELS
1	1,33	0,97
2	4,53	3,28
3	3,62	2,62
4	2,85	2,06
5	1,83	1,33
6	2,85	2,06
7	3,62	2,62
8	4,53	3,28
9	1,33	0,97

**Tableau III.7 :** Les moments sur les appuis

-Les moments sur les travées sont illustrés sur le tableau suivant:

TRAVÉE	M (KN.M)	
	ELU	ELS
1	5,01	3,63
2	6,79	4,91
3	5,35	3,87
4	3,43	2,49
5	3,43	2,49
6	5,35	3,87
7	6,79	4,91
8	5,01	3,63

**Tableau III.8 :** Les moments sur les travées

**2-Le calcul des efforts tranchants :**

$$T_{w1} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_w = 5,756 \frac{3,05}{2} + \frac{1,33 - 4,53}{3,05} = 7,73 \text{ KN.m}$$

$$T_{e1} = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_e = 5,756 \frac{3,05}{2} - \frac{1,33 - 4,53}{3,05} = 9,83 \text{ KN.m}$$

$$T_{w2} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_w = 5,756 \frac{3,55}{2} + \frac{4,53 - 3,62}{3,55} = 10,47 \text{ KN.m}$$

$$T_{e2} = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_e = 5,756 \frac{3,55}{2} - \frac{4,53 - 3,62}{3,55} = 9,96 \text{ KN.m}$$

$$T_{w3} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_w = 5,756 \frac{3,15}{2} + \frac{3,62 - 2,85}{3,15} = 9,31 \text{ KN.m}$$

$$T_{e3} = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_e = 5,756 \frac{3,15}{2} - \frac{3,62 - 2,85}{3,15} = 8,82 \text{ KN.m}$$

$$T_{w4} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_w = 5,756 \frac{2,525}{2} + \frac{2,85 - 1,83}{2,525} = 7,67 \text{ KN.m}$$

$$T_{e4} = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_e = 5,756 \frac{2,525}{2} - \frac{2,85 - 1,83}{2,525} = 6,86 \text{ KN.m}$$

$$T_{w5} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_w = 5,756 \frac{2,525}{2} + \frac{1,83 - 2,85}{2,525} = 6,86 \text{ KN.m}$$

$$T_{e5} = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_e = 5,756 \frac{2,525}{2} - \frac{1,83 - 2,85}{2,525} = 7,67 \text{ KN.m}$$

$$T_{w6} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_w = 5,756 \frac{3,15}{2} + \frac{2,85 - 3,62}{3,15} = 8,82 \text{ KN.m}$$

$$T_{e6} = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_e = 5,756 \frac{3,15}{2} - \frac{2,85 - 3,62}{3,15} = 9,31 \text{ KN.m}$$

$$T_{w7} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_w = 5,756 \frac{3,55}{2} + \frac{3,62 - 4,53}{3,55} = 9,96 \text{ KN.m}$$

$$T_{e7} = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_e = 5,756 \frac{3,55}{2} - \frac{3,62 - 4,53}{3,55} = 10,47 \text{ KN.m}$$

$$T_{w8} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_w = 5,756 \frac{3,05}{2} + \frac{4,53 - 1,33}{3,05} = 9,83 \text{ KN.m}$$

$$T_{e8} = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_e = 5,756 \frac{3,05}{2} - \frac{4,53 - 1,33}{3,05} = 7,73 \text{ KN.m}$$

**III- 5 -2-2. La poutrelle Type2 :****1-Calcul des moments fléchissant:**

-Les moments sur les appuis sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

APPUIS	M(KN.M)	
	ELU	ELS
1	-1,33	-0,968
2	-3,34	-2,58
3	-4,53	-3,27
4	-1,42	-1,03

**Tableau III.9 :** Les moments sur les appuis

-Les moments sur les travées sont illustrés sur le tableau :

TRAVÉE	M(KN.M)	
	ELU	ELS
AB	5,02	3,63
BC	6,69	4,91
CD	5,35	3,87

**Tableau III.10 :** Les moments sur les travées

**2-Calcul des efforts tranchants :**

$$T_{w1} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_w = 5,756 \frac{3,05}{2} + \frac{1,33 - 3,34}{3,05} = 8,12 \text{ KN.m}$$

$$T_{e1} = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_e = 5,756 \frac{3,05}{2} - \frac{1,33 - 3,34}{3,05} = 9,43 \text{ KN.m}$$

$$T_{w2} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_w = 5,756 \frac{3,55}{2} + \frac{3,34 - 4,53}{3,55} = 9,88 \text{ KN.m}$$

$$T_{e2} = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_e = 5,756 \frac{3,55}{2} - \frac{3,34 - 4,53}{3,55} = 10,55 \text{ KN.m}$$

$$T_{w3} = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_w = 5,756 \frac{3,15}{2} + \frac{4,53 - 1,42}{3,15} = 10,05 \text{ KN.m}$$

$$T_{e3} = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = T_e = 5,756 \frac{3,15}{2} - \frac{4,53 - 1,42}{3,15} = 8,07 \text{ KN.m}$$

Le tableau ci-dessous contient les sollicitations maximales pour les deux types de poutrelles des étages courantes :

TYPE DE POUTRELLE	MÉTHODE DE CALCUL	ELU		ELS		T <sup>MAX</sup>
		M <sub>t</sub> <sup>max</sup>	M <sub>a</sub> <sup>max</sup>	M <sub>t</sub> <sup>max</sup>	M <sub>a</sub> <sup>max</sup>	
		KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	
1	Forfaitaire	6,79	-4,53	4,91	-3,27	10,37
2	Forfaitaire	6,69	-4,53	4,91	-3,27	10,55
Maximum		6,79	-4,53	4,91	-3,27	10,55

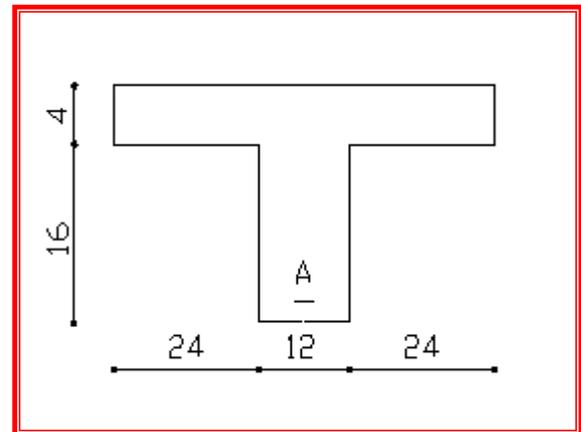
**Tableau III.11:** Les sollicitations maximales des poutrelles.

❖ **Le ferrailage :**

*Calcul de ferrailage a l'étage courant :*

Les armatures longitudinales :

➤ **En travée :**



**Figure III.12 :** Dimension d'une poutrelle section Té

calcul.

**ELU :**

$$M_t^u = 6,13 \text{ KN.m}$$

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

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

$$M_0 = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

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

$$M_0 = 14.2 \times 60 \times 4 \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 \text{ N.m} = 54.528 \text{ KN.m}$$

$M_t^u < M_0 \Rightarrow$  la zone comprimée se trouve dans la table de compression.

$\Rightarrow$  la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) \text{ cm}^2$ .

**-Vérification de l'existence de l'armature comprimée :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{6,13 \times 10^3}{14.2 \times 60 \times 18^2} = 0.0222$$

$$\mu < \mu_L = 0.392(\text{AcierFeE400})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ 1000\xi_s > 1000\xi_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{fe}{\delta_s} = 348\text{Mpa.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.022$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.988$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6130}{348 \times 0.988 \times 18} = 0,990\text{cm}^2$$

-Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe} = 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.3\text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.3\text{cm}^2$$

-Choix des armatures :

$$3T12 \rightarrow A = 3,39\text{cm}^2$$

**ELS :**

$$M_t^s = 4,42\text{KN.m}$$

$$H = \frac{b \times h^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36 \times (18 - 4) = -15.6 < 0$$

→ L'axe neutre se trouve dans la nervure → Section en T

$$D = \frac{(d - b_0)h_0 + 15 \times A}{b_0} = \frac{(60 - 12)4 + 15 \times 2.36}{12} = 18.95\text{cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h^2 + 15 \times A \times d}{b_0} = \frac{(60 - 12)4^2 + 15 \times 2.36 \times 18}{12} = 117.10\text{cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 2.87\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3 - (b - b_0)(Y_1 - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = 8599.54\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^s}{I} = \frac{4420}{8599.54} = 0.513$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.513 \times 2.87 = 1.47\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

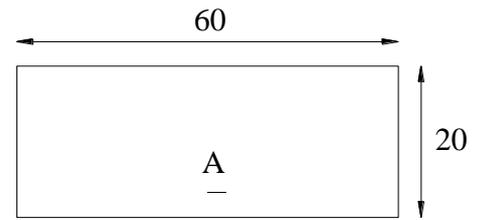
$$\sigma_b = 1.47\text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa}$$

Fissuration peu nuisible

Maintenues

Choix des armatures :

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



**Fig.III.13.** Section de calcul en travée.

⇒ les armatures calculées à L'ELU seront  
Aucune vérification de  $\sigma_s$

**\* Aux appuis****ELU :**

$$M_a^u = -4,085 \text{ KN.m}$$

**-Section de calcul :**

$M_a < 0 \Rightarrow$  la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions ( $b_0 \times h$ )  $\text{cm}^2$ .

**-Vérification de l'existence de l'armature comprimée :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{4085}{14.2 \times 12 \times 18^2} = 0.074$$

$$\mu < \mu_L = 0.392 (\text{Acier FeE400})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' \notin \\ 1000\xi_s > 1000\xi_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.096$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

$$A_a = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4085}{348 \times 0.96 \times 18} = 0,68 \text{ cm}^2$$

**-Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1]**

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

$$A_a = \max(A_a; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 0,68 \text{ cm}^2$$

**ELS :**

$$M_a^s = -2,945 \text{ KN.m}$$

On a :

-flexion simple

-Section rectangulaire  $A' \notin$ 

-acier FeE400

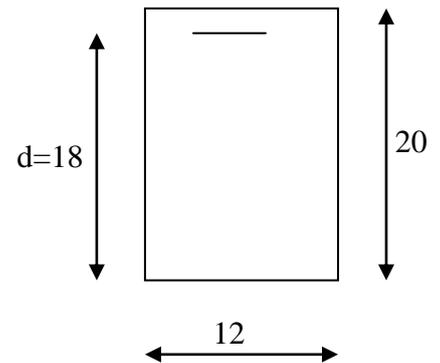
$$\left. \begin{array}{l} \text{-flexion simple} \\ \text{-Section rectangulaire } A' \notin \\ \text{-acier FeE400} \end{array} \right\} Si \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{4085}{2945} = 1.38 \Rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = 0.21 > \alpha = 0.140$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ Mpa}$$

-Fissuration peu nuisible : aucune vérification pour  $\sigma_s$ .  $\Rightarrow$  les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

**-Choix des armatures :** 1T12+1T12  $\rightarrow A=2,26 \text{ cm}^2$

**Fig.III.14.** Section de calcul en appui.

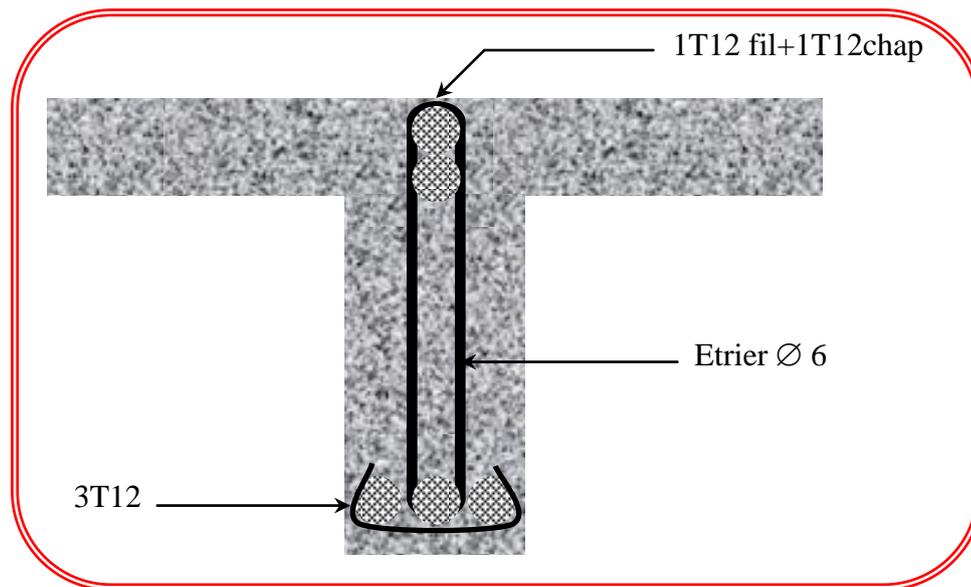


Fig.III.15:Exemple du ferrailage de la poutrelle

❖ **Vérification et calcul élémentaire :**

• **Les armatures transversales :**

➤ **Diamètre des armatures transversales  $\phi_t$  :**

D'après **B.A.E.L 91** on a :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi \right\}_l \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{210}{35} = 6 \text{ mm} \\ \frac{120}{10} = 12 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

On admet :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$ .

➤ **L'espace maximal :**

$$S_t = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,9.d = 0,9 \times 19 = 17,1 \text{ cm.} \\ 40 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

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

• **Les armatures tendues :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence est calculée de la manière suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\tau}_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} \\ \Psi_s = 1,5 \text{ bar (pour acier HA)} \end{array} \right. \Rightarrow \overline{\tau}_s = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement droit  $L_s$  :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} \Rightarrow L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,30 \text{ cm}$$

On a :  $L_s = 35,3 \text{ cm} > b = 30 \text{ cm}$  ( $b$  : largeur de la poutre).

Donc : On adopte un encrage courbure.

Encrage courbure pour des barres tendues :

La condition pour assurer l'ancrage est la suivante :

$$\begin{cases} L_1 + 2,56 \cdot L_3 \geq L_s - 3,92 \cdot r \\ r : \text{ rayon de courbure minimal} \end{cases}$$

Pour les barres HA, FeE400 :

La longueur de la partie hors du crochet

$$\begin{cases} L = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 35,3 = 14,12 \text{ cm} \\ r = 5,5 \cdot \phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm} \\ L_1 = L - 3,5 \cdot \phi = 14,12 - (3,5 \times 1) = 10,62 \text{ cm} \\ L_3 = 6 \cdot \phi = 6 \times 1 = 6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_1 - 2,56 \cdot L_3 = 10,62 + (2,56 \times 6) = 26 \text{ cm} \\ L_s - 3,92 \cdot r = 35,3 - (3,92 \times 5,5) = 13,74 \text{ cm} \end{cases}$$

Nous pouvons dire donc que l'ancrage d'un  $\phi = 10 \text{ mm}$  peut être réalisé par un crocher de  $45^\circ$ .

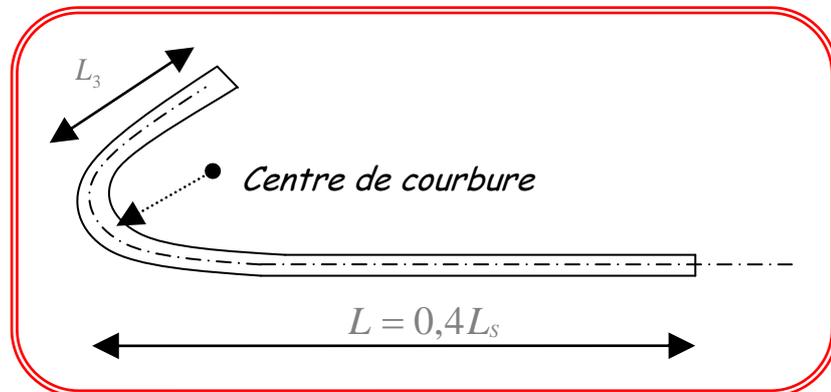


Fig.III. 16: La longueur de scellement.

❖ **L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :**

➤ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$\begin{cases} A \geq 1,15 \frac{T_{\max}}{f_e} \Rightarrow A \geq 1,15 \times \frac{9,63 \times 10^{-3}}{400} = 0,276 \text{ cm}^2 \\ T_{\max} = 9,63 \text{ KN} \end{cases}$$

On a donc :  $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,276 \text{ cm}^2 \longrightarrow CV$ .

➤ **Vérification de la compression du béton :**

$$\tau_{bc} = \frac{2T_{\max}}{b_0 \cdot a} \leq 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

On a :  $a = b_p - c_t - 2cm$

Avec :  $b_p = 30cm$  (largeur de la poutre).

$$c_t = \max \begin{cases} \phi = 10mm \\ e = 2,5cm \Rightarrow c_t = 2,5cm \\ 1cm \end{cases}$$

Donc :  $a = 30 - 2,5 - 2 = 25,50cm$ .

$$\Rightarrow \tau_{bc} = \frac{2 \times 9,63 \times 10^{-3}}{0,12 \times 25,5 \times 10^{-2}} = 0,63MPa < 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,2MPa \rightarrow CV$$

### III-6. 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 leur contour) ou des murs en maçonnerie (dalles articulées sur leur contour).

Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend de la valeur  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

- Pour  $\rho < 0,4$  ; les dalles portent dans un seul sens (Fig.a.)
- Pour  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; les dalles portent selon deux directions (Fig.b.).

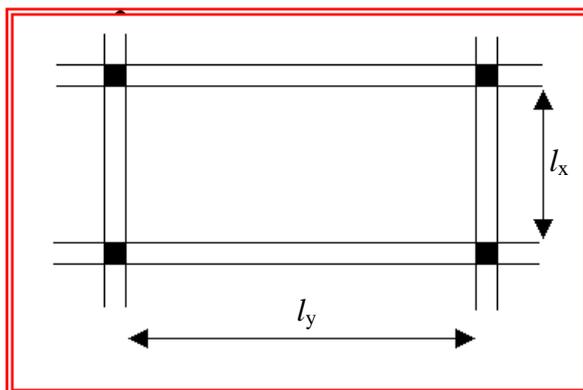


Figure : (a)

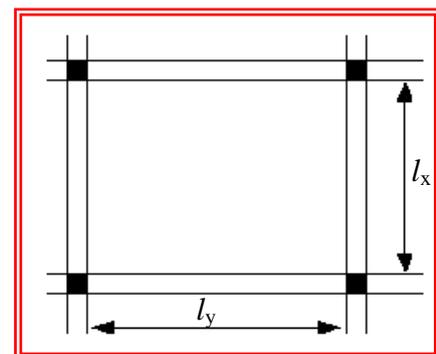


Figure : (b)

Figure III.17 : Les dalles pleines

Les dalles de notre structure portent dans deux directions  $\Rightarrow$  le calcul se fait en flexion simple.

Le principe de calcul est déterminé sur les points suivants :

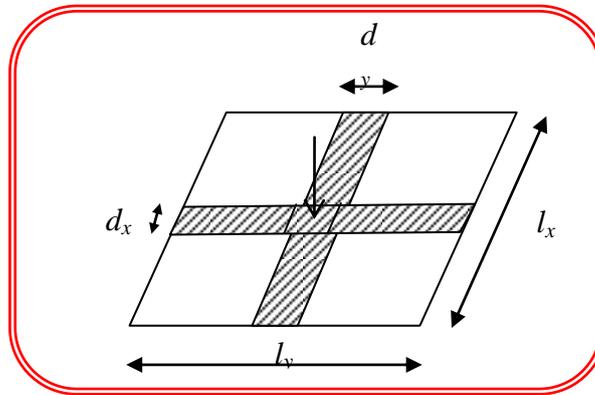
- La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés ;

-Considérons 2 bandes :

L'une de largeur «  $d_x$  » ;

L'autre de longueur «  $d_y$  » ;

Et une charge élémentaire P appliquée sur la partie commune aux deux bandes.

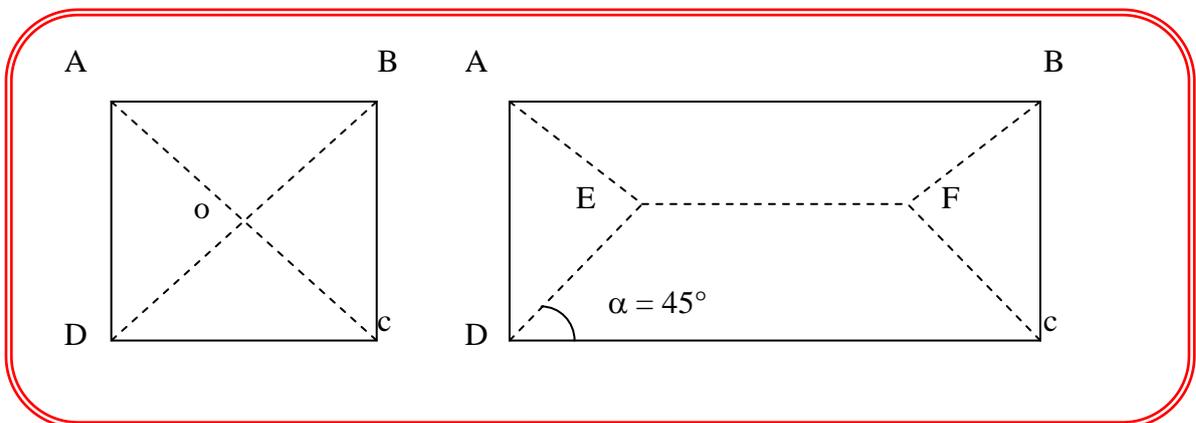


**Fig III.18.** Hypothèse de calcul des dalle pleine.

- **Constatations :**

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme
- Chaque bande est soulagée par une série de bandes élastiques prenant appui sur les rives ;
- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus.



**Fig.III.19 :** Les lignes de rupture déterminées par essai de chargement.

-**Conclusion :**

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

**Evaluation des moments :**

en travée sont estimés forfaitairement par la méthode suivante :

1. Les moments sur appuis et **Calcul la charge par unité d'aire :**

$$P = 1,35G + 1,5Q \quad \text{à l'ELU}$$

$$P = G + G \quad \text{à l'ELS}$$

**2. Calcul des moments de flexion maximaux  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  au centre de la dalle en la considérant sur son contour :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

Avec :

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients de réduction donnés en fonction du rapport  $l_x/l_y$ .

[BAEL 91/ annexe E3]

**3. Affectation de fraction forfaitaire de  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  selon le processus suivant :**

[BAEL 91 / A.8.2,32]

- **Pour les panneaux de rive :**

$$\begin{array}{l} \text{Moments en travée} \\ \text{Moments sur appuis intermédiaires} \\ \text{Moments sur appuis de rive} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85 M_{0x} \\ M_{ty} = 0,85 M_{0y} \\ \begin{array}{l} M_{a_{ix}} = -0,5 M_{0x} \\ M_{a_{iy}} = -0,5 M_{0y} \end{array} \\ \begin{array}{l} M_{arx} = -0,3 M_{0x} \\ M_{ary} = -0,3 M_{0y} \end{array} \end{array} \right.$$

En respectant la condition suivante :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{e} \geq 1,25 M_0$$

**Remarque :**

$M_{0x}$  et  $M_{0y}$  donnés par cette méthode, sont applicables que pour un panneau de dalle de forme régulière (rectangulaire uniformément chargé).

**Efforts tranchants :**

Pour une charge totale P uniformément répartie sur toute la surface de la dalle .

a et b sont les dimensions de la dalle telle que (a < b)

$$\text{Effort tranchant par unité de longueur d'appui} \left\{ \begin{array}{l} \text{maximum : au milieu du plus grand côté : } T_{\max} = \frac{P}{2b+a} \\ \text{minimum : au milieu du plus ptitecôté : } T_{\min} = \frac{P}{3b} \end{array} \right.$$

**Planchers à dalle pleine (Planchers haut du sous-sol) :**

**Mode d'encastrement : Planchers à dalle pleine (Planchers haut du sous-sol) :**

Mode d'encastrement :

**Type 1 :** (panneaux de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel) **P1, P2, P3 ,P4,P5**

**Type 2 :** (panneaux de rive dont un seul appui assurent un encastrement partiel) **P6,P7**

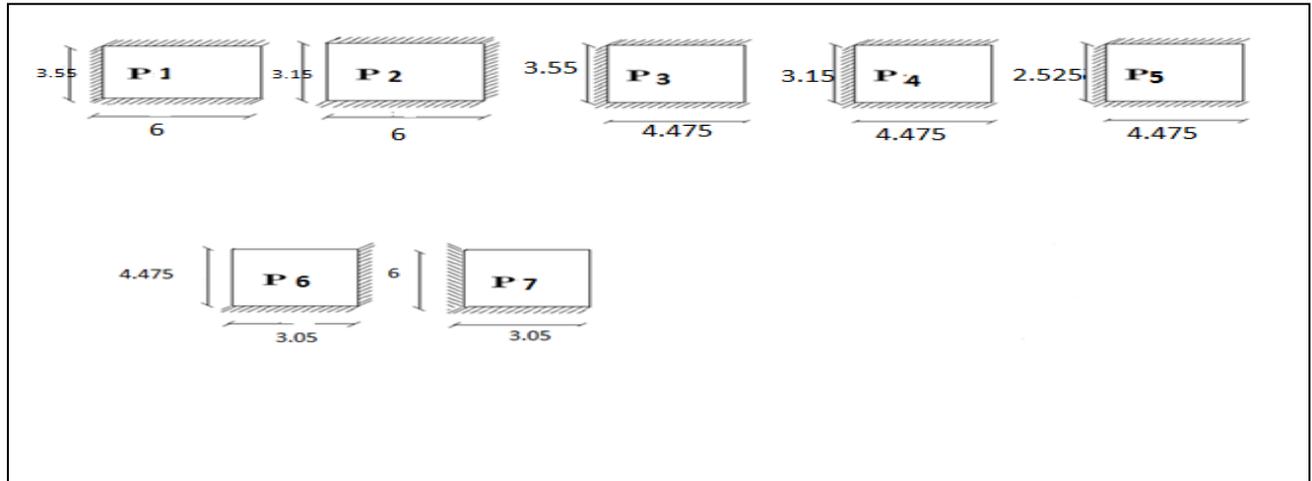


Figure III.20 : Types de panneaux

$G = 5,20 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 1 m de largeur on trouve :

**ELU** →  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 12,27 \text{ KN/m}^2$

**ELS** →  $q_{ser} = G + P = 8,7 \text{ KN/ml}$

Moments fléchissant:

Panneau	$l_x$ m	$l_y$ m	$\rho$	ELU					ELS				
				$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ KN/m <sup>2</sup>	$M_x''$ daN.m	$M_y''$ daN.m	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ KN/m <sup>2</sup>	$M_x''$ daN.m	$M_y''$ daN.m
1	3.55	6	0.59	0.0824	0,283	12.27	1274,17	360,59	0.0824	0,283	8.7	903,44	255,67
2	3.15	6	0.525	0.0915	0,206	12.27	1114	229,48	0.0915	0,206	8.7	789,88	162,71
3	3.55	4.475	0.793	0.0628	0.582	12.27	971,09	565,17	0.0628	0.582	8.7	688,55	400,73
4	3.15	4.475	0.70	0.068	0.436	12.27	827,89	360,96	0.068	0.436	8.7	587,01	255,93
5	2.525	4.475	0.56	0.0852	0,245	12.27	666,51	163,29	0.0852	0,245	8.7	472,58	115,78
6	3.05	4.475	0.68	0.0706	0.409	12.27	805,84	329,58	0.0706	0.409	8.7	571,37	233,69
7	3.05	6	0.50	0.095	0,189	12.27	1084,34	204,94	0.095	0,189	8.7	768,85	145,31

Tableau .III.12 : Moments de flexion maximaux ( $M_{0x}$  et  $M_{0y}$ )

Moments en travée

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt_x = 0,85 M_{0x} \\ Mt_y = 0,85 M_{0y} \end{array} \right.$$

Moments sur appuis intermédiaires

$$\left\{ \begin{array}{l} Ma_{ix} = - 0,5 M_{0x} \\ Ma_{iy} = - 0,5 M_{0y} \end{array} \right.$$

Moments sur appuis de rive

$$\begin{cases} M_{arx} = -0,3 M_{ox} \\ M_{ary} = -0,3 M_{oy} \end{cases}$$

combinaison	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$M_a$ (daN.m)	-637,08	-451,72	-282,58	-200,36
$M_t$ (daN.m)	1083,04	767,92	480,39	340,62

figure III.13 : Les moments dans les 2 sens de la dalle plein

**Calcul des ferrailages :**La dalle ferrillée en deux sens en fonction de  $M_x$ ,  $M_y$ .

le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (1m x h).

$$\begin{cases} \gamma = \frac{q_u}{q_{ser}} = \frac{12,27}{8,7} = 1,41 \\ \mu_{lu} = [3440 \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} - 3050] \times 10^{-4} = 0,302 \end{cases}$$

➤ Selon X :

- En travée :

$$M_t = 10,83 \text{ KN.m}$$

$b = 100 \text{ cm}$	$d = 13,5 \text{ cm}$	$e = 15 \text{ cm}$	$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$	$f_e = 400 \text{ MPa}$
----------------------	-----------------------	---------------------	-----------------------------	-------------------------

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,0418$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,053$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,132 \text{ m}$$

Section de l'acier

$$A_t = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} \quad (\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15})$$

$$A_t = \frac{7,4}{0,1330 \cdot 348} = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2$$

En appui :

$M = 6,37 \text{ KN.m}$				
$b = 100 \text{ cm}$	$d = 13,5 \text{ cm}$	$e = 15 \text{ cm}$	$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$	$f_e = 400 \text{ MPa}$
$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,0246$ $\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow A' = 0 .$				
$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,031$				
$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,1338 \text{ m}$				
Section de l'acier				
$A_a = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} \quad (\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15})$ $A_a = \frac{6,37}{0,1338 \cdot 348} = 1,37 \text{ cm}^2$ $A_a = 1,37 \text{ m}^2$				

➤ Selon Y :

- En travée :

$M = 4,80 \text{ KN.m}$				
$b = 100 \text{ cm}$	$d = 13,5 \text{ cm}$	$e = 15 \text{ cm}$	$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$	$f_e = 400 \text{ MPa}$
$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,0185$ $\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow A' = 0 .$				
$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,023$				
$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,1337 \text{ m}$				
Section de l'acier				
$A_t = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} \quad (\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15})$ $A_t = \frac{4,8}{0,1338 \cdot 348} = 1,03 \text{ cm}^2$ $A_t = 1,03 \text{ cm}^2$				

**En appui :**

$M = 2,82 \text{ KN.m}$				
$b = 100 \text{ cm}$	$d = 13,5 \text{ cm}$	$e = 15 \text{ cm}$	$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$	$f_e = 400 \text{ MPa}$
$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,0108$ $\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow A' = 0$				
$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,0136$				
$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,1312 \text{ m}$				
Section de l'acier				
$A_a = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} \quad (\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15})$ $A_a = \frac{2,82}{0,1344 \cdot 348} = 0,61 \text{ cm}^2$ $A_a = 0,61 \text{ cm}^2$				

❖ **Sections minimales des armatures :**

➤ **Selon y :**

Pour l'acier : **feE400**

$$\begin{cases} A_{y \min} = 8 \times h_o = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ty} = 1,03 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,61 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

On adoptera

- ▶  $A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
- ▶  $A_{ay} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

➤ **Selon x :**

$$\begin{cases} A_{x \min} = \frac{3 - \alpha}{2} A_{y \min} = \frac{3 - 0,59}{2} \times 1,2 = 1,44 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{tx \min} = A_{ax \min} = 1,44 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

On adoptera

- ▶  $A_{tx} = 1,44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
- ▶  $A_{ax} = 1,44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

❖ **Choix des aciers :**

➤ **Sens  $L_x$  :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,44 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t \leq \min \begin{cases} 3.h_0 = 3.15 = 45 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \end{cases} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

**Choix des armatures T12**

➤ **Sens  $L_y$  :**

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t \leq \min \begin{cases} 4.h_0 = 4.15 = 60 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \end{cases} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

**Choix des armatures T12**

❖ **Chapeau :**

$$\begin{cases} A_{ty} = A_{ay} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

**Choix des armatures T12**

Donc les sections adoptées sont :

		<i>Section</i>	<i>Espacement</i>
<i>Selon X</i>	<i>Travée</i>	T 12	20cm
	<i>Appui</i>	T12	20cm
<i>Selon Y</i>	<i>Travée</i>	T12	20cm
	<i>Appui</i>	T12	20cm

**Tableau.III.14:** ferrailages de la dalle d'ascenseur.

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

➤ **Sollicitations ultimes :**

$$\alpha = 0,59 \geq 0,4 \Rightarrow \begin{cases} T_{ux} = \frac{q_u.L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{12,27 \times 3,55}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,59}{2}} = 16,81 \text{ KN} \\ T_{uy} = \frac{q_u.L_x}{3} = \frac{12,27 \times 3,55}{3} = 14,52 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \tau_{u \text{ lim}} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{16,81 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,124 \text{ MPa} < \tau_{u \text{ lim}} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc il n'y aura pas d'armature d'âme.

## IV-1. Les balcons :

### IV-1-1. Définition

Les balcons sont constitués de dalle pleine rectangulaire de 15cm d'épaisseur. Ils sont calculés comme des consoles encastrées, soumise à son poids propre  $G$ , la charge d'exploitation  $Q$  et le poids propre du mur  $P$ .

### IV-1-2. Les types de balcons :

Dans notre plan on a des types des balcons variables des dimensions, mais on choisit le balcon plus défavorable.

#### ❖ Balcon de l'étage courant :

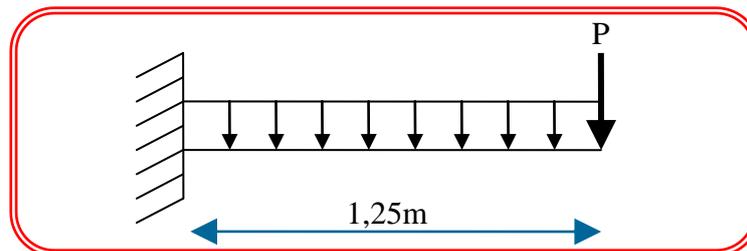


Fig. IV.1: Schéma statique du balcon plus défavorable (étage courante)

#### IV-1-2-1. Descente de charges :

Charge permanente (étage courant)	$G = 5,15 \text{ KN/m}^2$ .
Charge d'exploitation	$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ .

Tableau .IV. 1: Descente des charges des balcons.

#### Calcul de la charge concentré $P$ :

La hauteur de garde corps (mur).	$h = 1,2m$ .
Poids propre de la brique creuse ( $e = 10cm$ ).	$0,9 \text{ KN/m}^2$ .
Enduit en ciment. $ep = 2cm : 0,02 \times 18$	$0,36 \text{ KN/m}^2$ .

Tableau .IV.2 charges concentrés

Donc :  $P = (0,9 + 0,36) \times 1,2 \times 1 = 1,512 \text{ KN}$ .

#### ➤ Les sollicitations :

- E.L.U:  $q_u = [(1,35 \times 5,15) + (1,5 \times 3,5)].1 = 12,20 \text{ KN/ml}$ .
- E.L.S :  $q_{ser} = (5,15 + 3,5).1 = 8,65 \text{ KN/ml}$ .

#### ➤ Calcul des moments :

- E.L.U

$$M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{2} + 1,35 \cdot P \cdot l = \left( 12,2 \times \frac{(1,25)^2}{2} \right) + (1,35 \times 1,512 \times 1,25) \Rightarrow M_u = 12,08 \text{ KN.m}$$

○ **E L S:**

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot \frac{l^2}{2} + P.l = \left( 8,65 \times \frac{(1,25)^2}{2} \right) + (1,512 \times 1,25) \Rightarrow M_{ser} = 8,64 \text{ KN.m.}$$

**IV-1-2-2. Le ferrailage :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12,08}{8,64} = 1,39 \\ \mu_{lu} = [3440 \cdot \gamma + 49 \cdot f_c 28 - 3050] \times 10^{-4} = 0,298 \end{array} \right.$$

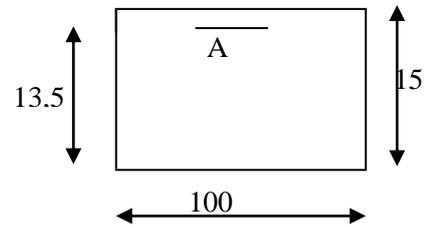


Fig.IV.2 : SECTION DE CALCUL

$M_u = 12,08 \text{ KN.m}$				
$b = 100 \text{ cm}$	$d = 13,5 \text{ cm}$	$e = 15 \text{ cm}$	$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$	$f_e = 400 \text{ MPa}$
$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,046$ $\mu_{bu} = 0,046 < \mu_{lu} = 0,298 \Rightarrow A' = 0.$				
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,0588$				
$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,131 \text{ m}$				
Section de l'acier				
$A_t = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_{st}} \quad (\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15})$ $A_t = \frac{12,08 \times 10^3}{13,1 \times 348} = 2,64 \text{ cm}^2$ $A_t = 2,64 \text{ cm}^2$				

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On a donc :

$$A > A_{\min} \Rightarrow (\text{On adoptera } A) \rightarrow A = 2,64 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit : 5T12  $\rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2$ .

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \quad , \quad \text{on prendre } St = 15 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures de répartition  $A_r$  :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit : 4 T12  $\rightarrow A=4,52\text{cm}^2$

$$St = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \quad , \quad \text{on prendre } St = 20\text{cm}$$

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \quad \Rightarrow \tau_u = \frac{17,29 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,128\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28}, 4\text{Mpa}) = 2,5\text{MPa} \quad \dots (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = 0,128\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{17,29 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 18,85 \times 10^2} \quad \Rightarrow \tau_{se} = 0,75\text{Mpa}$$

n=5 : nombre d'armatures longitudinales tendues.

$$\mu = 2\pi \frac{1,2}{2} = 3,77\text{cm} : \text{périmètre d'armatures tendues.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{i28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,75\text{Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes à l'E LS :**

$$M_{\text{ser}} = 8,64\text{KN} \cdot \text{m}$$

1. **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s (d - y) = 0$$

$50y^2 + 84,75y - 1144,125 = 0 \Rightarrow y = 4,01\text{cm}$  (position de l'axe neutre : à la fibre la plus comprimée).

2. **Détermination du moment d'inertie :**

$$I_G = \frac{by^3}{3} + \eta A_{sc} (y - \bar{c}) + \eta A_{st} (d - y)^2 \Rightarrow I_G = \frac{100(4,01)^3}{3} + 15 \times 5,65 (13,5 - 4,01)^2$$

$$\Rightarrow I_G = 9781,97 \text{ cm}^4$$

3. **Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I_G} \cdot y \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,54\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot 25$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,54\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{i28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (267; 202) \text{MPa} = 202\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{8,64 \times 10^3}{9781,97} (13,5 - 4,01) = 125,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 125,73 \text{ MPa} \quad \langle \overline{\sigma_{st}} = 202 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \rangle$$

### ❖ Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : [B .A.E.L.91]

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec : } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots \dots \dots \text{flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots \dots \dots \text{flèche due à la charge concentrée}$$

### ✓ Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \times h \times h/2) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)}$$

$$Y_G = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 5,65 \times 13,5)}{(100 \times 15) + (15 \times 5,65)} = 7,82 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,82 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,18 \text{ cm.}$$

### ✓ Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(7,82)^3}{3} + \frac{100 \times (7,18)^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (13,5 - 7,82)^2 = 3123,53 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[ \frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,25)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 36797,53} \left[ \frac{8,64 \times 1,25}{8} + \frac{1,51}{3} \right] = 0,031 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = L / 250 = 125 / 250 = 0,5 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,031 \text{ cm} < F_{adm} = 0,5 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### ❖ Calcul du contre poids :

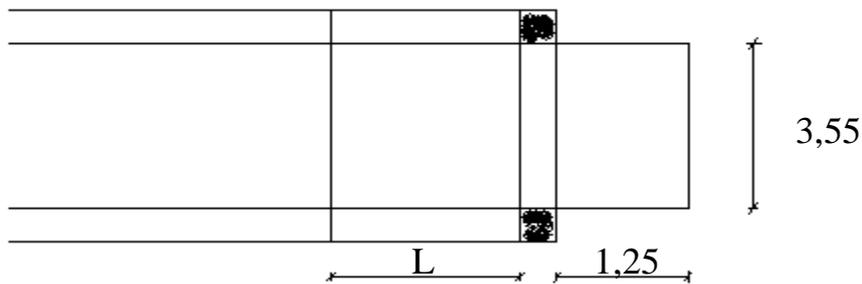
$$G_{Balcon} = G_{C.Pds}$$

$G_{Balcon}$  : Poids propre du balcon

$G_{C.Pds}$  : Poids propre du contre poids

$$G_{Balcon} = G_{C.Pds} \Rightarrow 25 \times (0,15 \times 1,25) = 25 \times (0,20 \times L)$$

$$\Rightarrow L = 0,94 \text{ m.}$$



**Fig IV.3 : Dimensionnement du balcon**

## IV-2. Ascenseur :

### IV-2-1. La dalle pleine de l'ascenseur :

#### IV-2-1-1. Définition :

L'ascenseur est un appareil bruyant, son rôle servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

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

Les ascenseurs on été normalisés sur le plan international trois types ont été définis basés sur la charge transportée :(400Kg ; 630Kg ; 1000Kg) assorti d une gamme de vitesse (0,63-1-1,60-2,50m/s)

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie.

Le treuil soit :

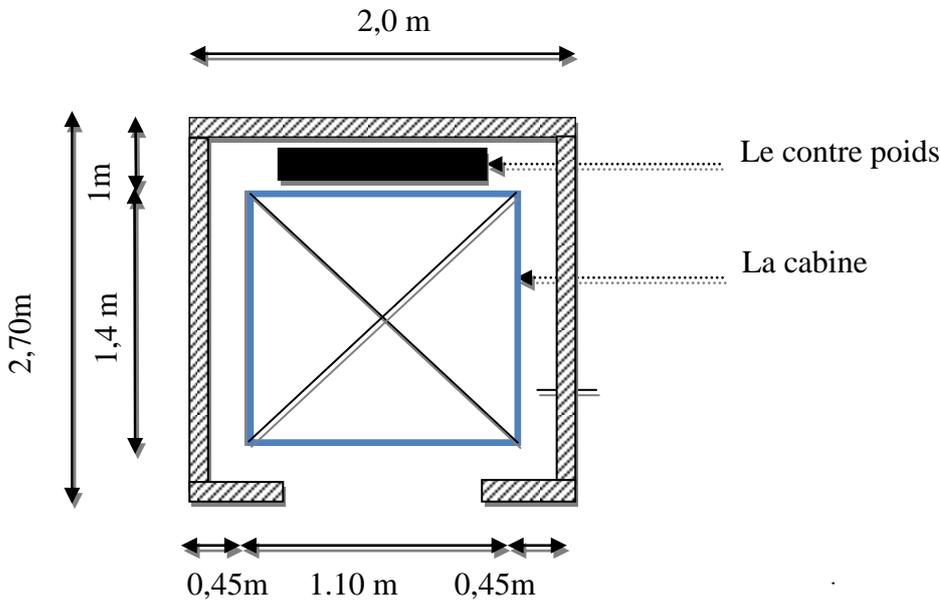
- Pm « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine

-  $P_p$  : le poids de contre poids tel que  $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

- Largeur : 1,1m
- profondeur : 1,4 m
- hauteur : 2,2 m
- la largeur de passage libre : 0,8m
- la hauteur de passage libre : 2,00m
- la hauteur de la course : 33,55m

La surface latérale  $S = (2 \times 1,4 + 1,1) \times 2,2 = 8,58 \text{ m}^2$

**IV-2-1-2. Pré dimensionnement :**



**Fig.IV.4: Vue en plan de l'ascenseur**

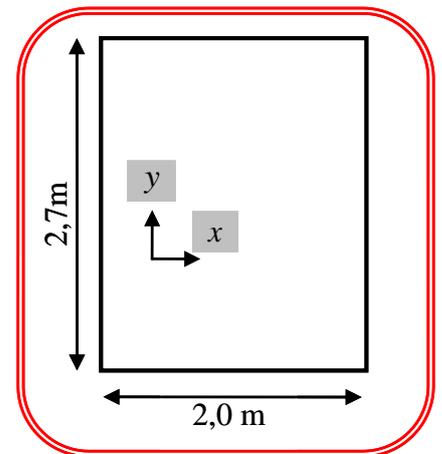
L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur :  $h_0 = 15 \text{ cm}$

**IV-2-1-3. Descentes des charges :**

➤ Charges permanentes :

Poids de la cabine	10 KN/m <sup>2</sup>
Poids de la machine	6,3 KN/m <sup>2</sup>
Poids propre de la dalle	$25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN} / \text{m}^2$
	<b>G = 20,05 KN/m<sup>2</sup></b>
Charge d'exploitation	<b>Q = 5 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau .IV.3:** Descente des charges de la dalle d'ascenseur.



**Fig.V.5:** dalle pleine d'ascenseur.

➤ **Calcul des sollicitations :**

○ **ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 20,05 + 1,5 \times 5$$

$$q_u = 34,56 \text{ KN/m}^2$$

○ **ELS :**

$$q_{ser} = G + Q = 20,05 + 5$$

$$q_{ser} = 25,05 \text{ KN/m}^2$$

On a :

$$\begin{cases} L_x = 2,0 \text{ m.} \\ L_y = 2,7 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,0}{2,7} = 0,74 \\ \alpha = 0,74 > 0,40 \rightarrow \text{donc La dalle porte sur les deux sens.} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,74 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4 \cdot \alpha^3)} = 0,0633. \\ \mu_y = \alpha^3 \cdot (1,9 - 0,9 \cdot \alpha) = 0,50 \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments pour les bandes de largeur unité :**

○ **E.L.U :**

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0633 \times 34,56 \times (2,0)^2 = 8,71 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,5 \times 8,71 = 4,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments dans la dalle :**

• **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \cdot M_{ox} = 7,40 \text{ KN.m.} \\ M_{ty} = 0,85 \cdot M_{oy} = 3,69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en appui :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0,5 \cdot M_{ox} = 4,35 \text{ KN.m.} \\ M_{ay} = 0,5 \cdot M_{oy} = 2,17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Valeur maximal à respecté :**

$$\begin{cases} \text{- En travée : } \begin{cases} M_{ty} > \frac{M_{tx}}{4} \\ \frac{M_{tx}}{4} = \frac{7,4}{4} = 1,85 < M_{ty} = 3,69 \text{ KN.m} \Rightarrow C.V \end{cases} \end{cases}$$

$$\text{- En appuis : } M_{ax} = M_{ay} = 4,35 \text{ KN.m}$$

**IV-2-1-4. Le ferrailage :**

La dalle ferrillée en deux sens en fonction de  $M_x$ ,  $M_y$ .

le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (1m x h).

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{q_u}{q_{ser}} = \frac{34,56}{25,05} = 1,37 \\ \mu_{lu} = [3440 \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} - 3050] \times 10^{-4} = 0,292 \end{array} \right.$$

➤ Selon X :

- En travée :

$M = 7,4 \text{ KN.m}$				
$b = 100 \text{ cm}$	$d = 13,5 \text{ cm}$	$e = 15 \text{ cm}$	$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$	$f_e = 400 \text{ MPa}$
$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,0285$ $\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow A' = 0 .$				
$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,036$				
$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,133 \text{ m}$				
Section de l'acier				
$A_t = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} \quad (\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15})$ $A_t = \frac{7,4 \cdot 10^{-3}}{0,1330 \cdot 348} = 1,59 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$ $A_t = 1,59 \text{ cm}^2$				

En appui :

$M = 4,35 \text{ KN.m}$				
$b = 100 \text{ cm}$	$d = 13,5 \text{ cm}$	$e = 15 \text{ cm}$	$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$	$f_e = 400 \text{ MPa}$
$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,0168$ $\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow A' = 0 .$				
$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,021$				
$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,1338 \text{ m}$				
Section de l'acier				
$A_a = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} \quad (\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15})$ $A_a = \frac{4,35 \cdot 10^{-3}}{0,1338 \cdot 348} = 0,93 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$ $A_a = 0,93 \text{ cm}^2$				

➤ Selon Y :

- En travée :

$M = 3,69 \text{ KN.m}$				
$b = 100 \text{ cm}$	$d = 13,5 \text{ cm}$	$e = 15 \text{ cm}$	$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$	$f_e = 400 \text{ MPa}$
$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,0142$ $\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow A' = 0 .$				
$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,017$				
$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,1340 \text{ m}$				
Section de l'acier				
$A_t = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} \quad (\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15})$ $A_t = \frac{3,69 \cdot 10^{-3}}{0,1340 \cdot 348} = 0,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$ $A_t = 0,79 \text{ cm}^2$				

En appui :

$M = 2,17 \text{ KN.m}$				
$b = 100 \text{ cm}$	$d = 13,5 \text{ cm}$	$e = 15 \text{ cm}$	$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$	$f_e = 400 \text{ MPa}$
$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,0083$ $\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow A' = 0 .$				
$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,01$				
$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,1344 \text{ m}$				
Section de l'acier				
$A_a = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} \quad (\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15})$ $A_a = \frac{2,17 \cdot 10^{-3}}{0,1344 \cdot 348} = 0,46 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$ $A_a = 0,46 \text{ cm}^2$				

❖ **Sections minimales des armatures :**➤ **selon y :**Pour l'acier : **feE400**

$$\begin{cases} A_{y \min} = 8 \times h_o = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ty} = 0,79 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,46 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

On adoptera      ▶    **A<sub>ty</sub>=1,2 cm<sup>2</sup>/ml**  
                                  ▶    **A<sub>ay</sub>=1,2 cm<sup>2</sup>/ml**

➤ **Selon x :**

$$\begin{cases} A_{x \min} = \frac{3-\alpha}{2} A_{y \min} = \frac{3-0,74}{2} \times 1,2 = 1,35 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{tx \min} = A_{ax \min} = 1,35 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

On adoptera      ▶    **A<sub>tx</sub>=1,35 cm<sup>2</sup>/ml**  
                                  ▶    **A<sub>ax</sub>=1,35 cm<sup>2</sup>/ml**

❖ **Choix des aciers :**➤ **Sens L<sub>x</sub> :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,35 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t \leq \min \begin{cases} 3 \cdot h_o = 3 \cdot 15 = 45 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

**Choix des armatures T12**➤ **Sens L<sub>y</sub> :**

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t \leq \min \begin{cases} 4 \cdot h_o = 4 \cdot 15 = 60 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

**Choix des armatures T12****Chapeau :**

$$\begin{cases} A_{ty} = A_{ay} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

**Choix des armatures T12**

Donc les sections adoptées sont :

		<i>Section</i>	<i>Espacement</i>
<i>Selon X</i>	<i>Travée</i>	T 12	20cm
	<i>Appui</i>	T12	20cm
<i>Selon Y</i>	<i>Travée</i>	T12	20cm
	<i>Appui</i>	T12	20cm

**Tableau.IV.4:** ferrailages de la dalle d'ascenseur.

### ❖ Vérification de l'effort tranchant :

➤ Sollicitations ultimes :

$$\alpha = 0,74 \geq 0,4 \Rightarrow \begin{cases} T_{ux} = \frac{q_u \cdot L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{34,56 \times 2,0}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,74}{2}} = 25,22 \text{ KN} \\ T_{uy} = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = \frac{34,56 \times 2,0}{3} = 23,04 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \tau_{u \text{ lim}} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{25,22 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,186 \text{ MPa} < \tau_{u \text{ lim}} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc il n'y aura pas d'armature d'âme.

### IV-3. L'acrotère :

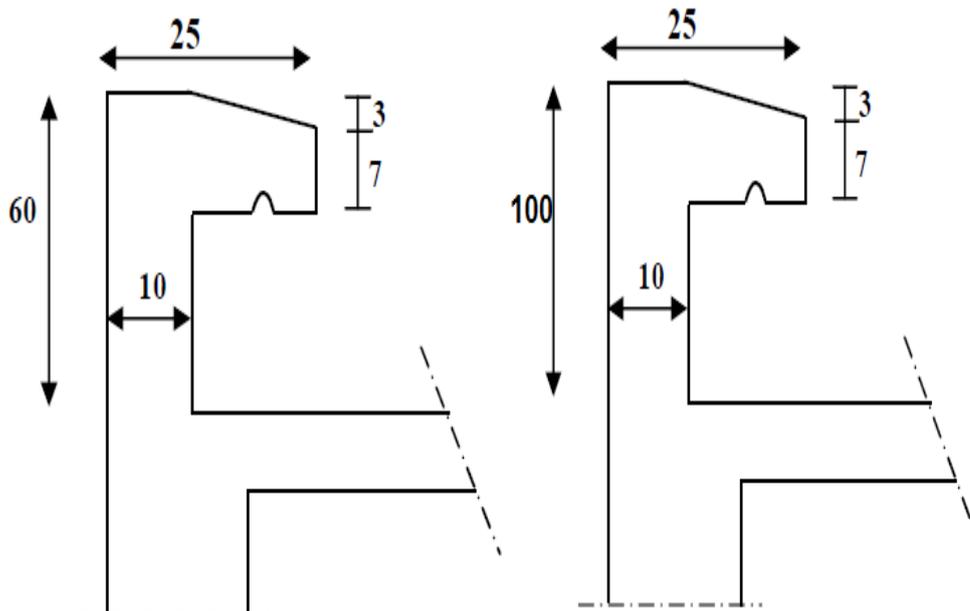
#### IV-3-1. Définition

L'acrotère est un rebord périphérique placé au dernier niveau d'un bâtiment, au-dessus de la terrasse ou du point bas de la toiture, réalisé en maçonnerie, ou en béton armé. Il est considéré comme étant une console encastrée dans le plancher terrasse, soumise à son poids propre et une force horizontale.

On considère dans nos calcul une bande de 1m.

#### IV-3-2. Les types de L'acrotère :

Dans notre construction on a deux types d'acrotère :



FigIV.6 :acrotères

Les acrotères sont soumis à :

- Leurs poids propres  $W_p$  (Poids de l'élément secondaire).
- Un moment dû à une force horizontale  $F_p$

❖ **Exigence des règles RPA :**

Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

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

$A$  : coefficient d'accélération des zones .

$C_p$  : Facteur de force horizontale

❖ **Évaluation des charges :**

➤ **Poids propre de l'acrotère :**

$$W_p = G_1 + G_2$$

- **Calcul le périmètre p :**

Détermination de l'angle

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{0,03}{0,15} \Rightarrow \alpha = 11,3^\circ$$

$$P_1 = 0,6 + 0,1 + 0,1 + 0,48 + 0,15 + 0,07 + \frac{0,03}{\sin \alpha} \Rightarrow P_1 = 1,5m.$$

$$P_2 = 1 + 0,1 + 0,1 + 0,48 + 0,15 + 0,07 + \frac{0,03}{\sin \alpha} \Rightarrow P_2 = 2,05m.$$

$S$ : aire de l'acrotère

$$S_1 = (0,1 \times 0,6) + (0,15 \times 0,07) - \frac{(0,15 \times 0,03)}{2} \Rightarrow S = 0,06825m^2$$

$$S_2 = 0,112m^2$$

$$W_p = G_1 + G_2$$

$$G_1 = S \times 25 = 1,70KN / ml$$

$$G'_1 = S \times 25 = 2,8KN / ml$$

Enduit en ciment ( $e = 2 \text{ cm}$ )

$$G_2 = (P \times e) \times 20 \Rightarrow G_2 = (1,5 \times 0,02) \times 20 = 0,6KN / m$$

$$G'_2 = (P \times e) \times 20 \Rightarrow G'_2 = (2,05 \times 0,02) \times 20 = 0,82KN / m$$

$$W_p = G_1 + G_2 = 1,7 + 0,6 \Rightarrow W_p = 2,3KN / ml$$

$$W_p = G'_1 + G'_2 = \Rightarrow W_p = KN / ml$$

➤ **Force horizontale :**

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \text{ (Formule 6-3) RPA99.}$$

$C_p = 0,8$  : Facteur de force horizontale pour un élément en console : **RPA99.**

$A = 0,2$  (ORAN zone IIa, groupe d'usage 1B)

La charge de la main courante estimée à  $Q = 1 \text{ KN/ml}$  .

$$F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 2,5 = 1,6KN \geq 1KN$$

❖ **Calcul des sollicitations :**➤ **E.L.U :**

- Effort normal :  $N_u = 1,35.W_p = 1,35 \times 2,5 = 3,375 \text{ KN}$ .
- Moment fléchissant :  $M_u = 1,5.F_p .h = 1,5 \times 1,568 \times 0,6 = 1,41 \text{ KN.m}$

➤ **E.L.S :**

- Effort normal :  $N_{ser} = W_p = 2,5 \text{ KN}$ .
- Moment fléchissant :  $M_{ser} = F_p .h = 1,568 \times 0,6 = 0,94 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul des excentricités :**➤ **E.L.U :**

- **Excentricité du 1<sup>er</sup> ordre  $e_1$  :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a \\ e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ L/250 = 60/250 = 0,24 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_1 = \frac{1,41}{3,307} + 0,03 = 0,447 \text{ m}.$$

- **Élancement géométrique :**

$L_f$ : la longueur de flambement =  $2 \cdot L_0 = 2 \cdot 0,6 = 1,2 \text{ m}$

$H = 10 \text{ cm}$

$L_f/h = 1,2/0,1 = 12$

$\max \left\{ \begin{array}{l} 15 \\ 20 \cdot e_1/h = 20 \cdot 0,447/0,1 = 89,4 \text{ cm} \end{array} \right.$

Donc le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité de la seconde d'ordre.

- **Excentricité du 2<sup>ème</sup> ordre  $e_2$**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_2 = \frac{3.l_f^2}{10^4 .h} [2 + (\alpha.\xi)] \\ \xi = 2 \\ l_f = 2.L_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m} : \text{Longueur de flambement} \\ \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{W_p}{W_p + F_p} \Rightarrow \alpha = \frac{2,5}{2,5 + 1,568} = 0,614 \end{array} \right. \Rightarrow e_2 = 0,014 \text{ m}.$$

$\Rightarrow e_0 = e_1 + e_2 = 0,447 + 0,014 = 0,461 \text{ m}.$

- **Sollicitation ultime corrigé  $M_{uC}$  :**

$$M_{uC} = N_u \cdot e_0$$

$$M_{uC} = 3,375 \times 0,46 = 1,55 \text{ KN.m.}$$

- **Sollicitations ramenées au centre de gravité :**

$$\begin{cases} M_{uA} = N_u \cdot e_A \\ e_A = e_0 + \left( d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow e_A = 0,46 + \left( 0,07 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,48 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{uA} = 3,375 \times 0,48 = 1,62 \text{ KN.m.}$$

➤ **E.L.S :**

- Effort normal :  $N_{ser} = W_p = 2,5 \text{ KN.}$
- Moment fléchissant :  $M_{ser} = F_p \cdot h = 1,568 \times 0,6 = 0,94 \text{ KN.m}$

- **Excentricité du 1<sup>er</sup> ordre  $e_1$  :**

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + e_a \Rightarrow e_1 = \frac{0,94}{2,5} + 0,03 = 0,406 \text{ m.} \\ e_a = 2 \text{ cm.} \end{cases}$$

- **Excentricité du 2<sup>ème</sup> ordre  $e_2$  :**

$$e_2 = 0,014 \text{ m.} \Rightarrow e_0 = e_1 + e_2 = 0,447 + 0,014 = 0,461 \text{ m.}$$

- **Sollicitation service corrigé  $M_{serC}$  :**

$$M_{serC} = N_{ser} \cdot e_0 = 2,5 \times 0,461 = 1,15 \text{ KN.m.}$$

- **Sollicitations ramenées au centre de gravité :**

$$\begin{cases} M_{serA} = N_{ser} \cdot e_A \\ e_A = e_0 + \left( d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow e_A = 0,461 + \left( 0,07 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,481 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{serA} = 2,5 \times 0,481 = 1,2 \text{ KN.m.}$$

❖ **Le ferrailage :**

$$\begin{cases} \gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{1,62}{1,2} = 1,35 \\ \mu l u = [3440 \cdot \gamma + 49 \cdot f_c 28 - 3050] \times 10^{-4} = 0,282 \end{cases}$$

$M = 1,62 \text{KN.m}$				
$b = 100 \text{cm}$	$d = 7 \text{cm}$	$e = 10 \text{cm}$	$f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$	$f_e = 400 \text{MPa}$
$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,023$ $\mu_{bu} = 0,023 < \mu_{lu} = 0,282 \Rightarrow A' = 0 .$				
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,029$				
$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,069 \text{m}$				
Section de l'acier				
$A_r = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} \quad (\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15})$ $A_r = \frac{1,62 \times 10^{-3}}{0,069 \times 348} = 0,674 \cdot 10^{-4} \text{m}^2 = 0,674 \text{cm}^2 / \text{ml}$				

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \begin{cases} \frac{4 \text{cm}^2}{\text{périmètre}(m)} \\ \frac{0,2B}{100} \end{cases} = \max \begin{cases} \frac{4 \text{cm}^2}{1,561} = 2,562 \\ \frac{0,2 \cdot (10 \cdot 100)}{100} = 2 \text{cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = 2,562 \text{cm}^2 .$$

On a donc :

$$A_{\min} > A \Rightarrow (\text{On adoptera } A_{\min}) \rightarrow A = 2,562 \text{cm}^2 / \text{ml} .$$

Soit : 5T 10  $\rightarrow A_{5T10} = 3,93 \text{cm}^2 / \text{esp} = 20 \text{cm}$ .

➤ **Les armatures de répartitions  $A_r$  :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{cm}^2 . \rightarrow A = 2,01 \text{cm}^2 / \text{ml} .$$

Soit : 5T8  $\rightarrow A_{5T8} = 2,51 \text{cm}^2 / \text{esp} = 15 \text{cm}$ .

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\text{Il faut que : } \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} , \gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{1,62}{1,2} = 1,35$$

$$\text{On a donc : } \alpha = 0,029 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,425 \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \text{CV}$$

### ❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{\max} = F_p = 1,568 \text{ KN.} \\ \tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{1,568 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,0224 \text{ MPa.} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa.} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

On a donc :  $\tau_u = 0,0196 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$

L'acrotère résiste au cisaillement.

### ❖ Conclusion:

Pour que la terrasse soit inaccessible, nous sommes dans le besoin de réaliser un acrotère. Son rôle sera surtout d'ordre sécuritaire. Il permettra de prévenir et d'empêcher toute chute éventuelle, du haut de la terrasse, son action est donc préventive et dissuasive.

### -IV.4. Etude des escaliers :

L'escalier est l'une des solutions pour le déplacement vertical entre les étages, donc il doit assurer un confort aux utilisateurs (monter et descendre facilement).

Le type d'escalier permettant la circulation dans les différents étages de notre bâtiment est droit ; à paillasse avec deux volées, et des marches encastrées dans le mur voile et palier intermédiaire.

#### 1- Vue en plan :

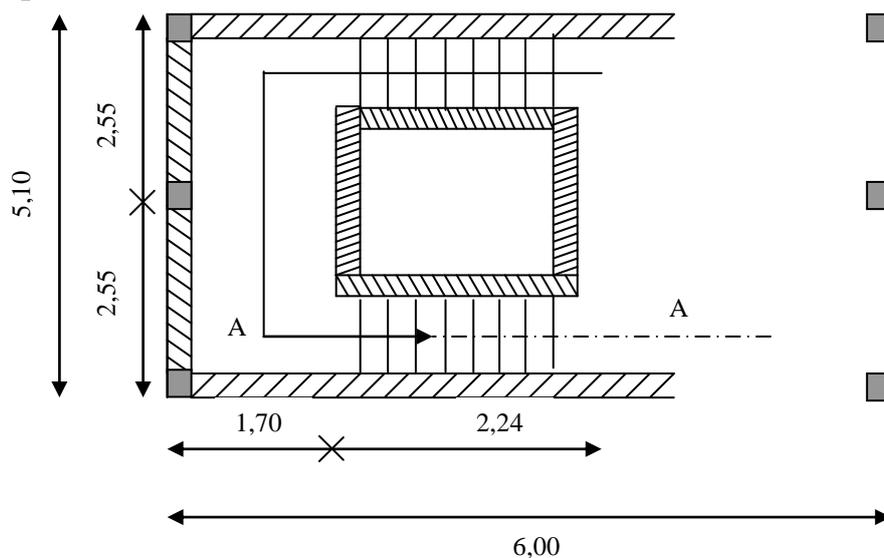


Fig IV.7 vue en plan cage d'escaliers

**2- Pré dimensionnements :**

D'après la formule de « BLONDEL », le tracé de l'escalier est correct si :

$$g + 2h = m \quad \text{avec} \quad 60 \leq m \leq 64.$$

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

Pour déterminer 'n' on doit résoudre l'équation suivante :

$$64n^2 - n(64 + 2 \cdot H + L)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - n(64 + 2 \cdot 140 + 230)n + 2 \cdot 140 = 0$$

**Avec :** H → Hauteur d'étage

L → Longueur d'étage

n → Nombre de contremarches

$$n = \frac{\sqrt{\Delta} \pm b}{2a}$$

$$64n^2 - 574n + 240 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 518 \quad \rightarrow 8,53 \quad \text{on prend} \quad n = 9 \text{ contremarches.}$$

$$n - 1 = 8 \text{ marches}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17. \quad \text{On prend} \quad h = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{224}{8} = 28. \quad \text{On prend} \quad g = 28 \text{ cm}$$

**Vérification de la condition de BLONDEL :**

$$0,60 \text{ m} \leq 2h + g \leq 0,64 \text{ m} \Rightarrow 0,60 \text{ m} \leq 0,611 \leq 0,64 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**a) l'angle d'inclinaison :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{28} = 0,607 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 31,26^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,8$$

**l'épaisseur de la paille :**

$$\frac{L}{30} < e_{PS} < \frac{L}{20}$$

$$\text{avec } L = \frac{L_h}{\cos \alpha} = \frac{2,24}{0,854} = 2,62 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 8,73 \text{ cm} < e_{PS} < 13,1 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Soit } e_{PS} = 15 \text{ cm}$$

**L'épaisseur du pallier**

$e_p$  varie de 10 à 15 cm soit  $e_p=15$  cm

pallier de repos = 1,7 m

**IV.4. 3 décente des charges :****3.1.La volée****Charge permanente  $G_v$** **poids spécifiques réels**

Carrelage horizontal ( $e=2$ cm) (0,02 .22).....	0 ,44 KN /m <sup>2</sup>
Mortier de pose horizontal ( $e=2$ cm) (0,02.20) .....	0,40KN/m <sup>2</sup>
Carrelage vertical ( $e=2$ cm) (0,15.0,02.22/0,3).....	0,23 KN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose vertical ( $e=2$ cm) (0,15.0,02.20/0,3).....	0,21 KN/m <sup>2</sup>
Marches en béton armé ( $h=15,55$ ) (25.0,15/2) .....	1,94KN/m <sup>2</sup>
Paillasse en béton armé ( $e_{ps}=15$ cm) (25.0,15/cos $\alpha$ ).....	4,26KN/m <sup>2</sup>
Enduit en ciment sous volée ( $e=2$ cm) (0,18.2/cos $\alpha$ ).....	0,40KN/m <sup>2</sup>
Garde du corp .....	0,6KN/m <sup>2</sup>

---


$$G_v=8,48\text{KN/m}^2$$

**Charge d'exploitation  $Q_v$ ..... $Q_v=2,5\text{KN/m}^2$**

**3.2 Palier****Charge permanente  $G_p$** **poids spécifiques réels**

Carrelage ( $e=2$ cm) (0,02 .22).....	0 ,44 KN /m <sup>2</sup>
Mortier de pose ( $e=2$ cm) (0,02.20) .....	0,40KN/m <sup>2</sup>
Dalle pleine en béton armé ( $h=15$ ) .....	3,75KN/m <sup>2</sup>
Enduit en ciment sous PALIER ( $e=2$ cm) (0,18.2).....	0,36KN/m <sup>2</sup>

---


$$G_p=4,99\text{KN/m}^2$$

**Charge d'exploitation  $Q_p$  ..... $Q_p=2,5\text{KN/M}^2$**

**4. combinaison d'action :****Palier****ELU**

$$q_{pu}=1,35 \cdot 4,99+1,5 \cdot 2,5= 10,48\text{KN/ml}$$

**ELS**

$$q_{ps}=4,99+2,5=7,49\text{KN/ml}$$

**volée**  
**ELU**

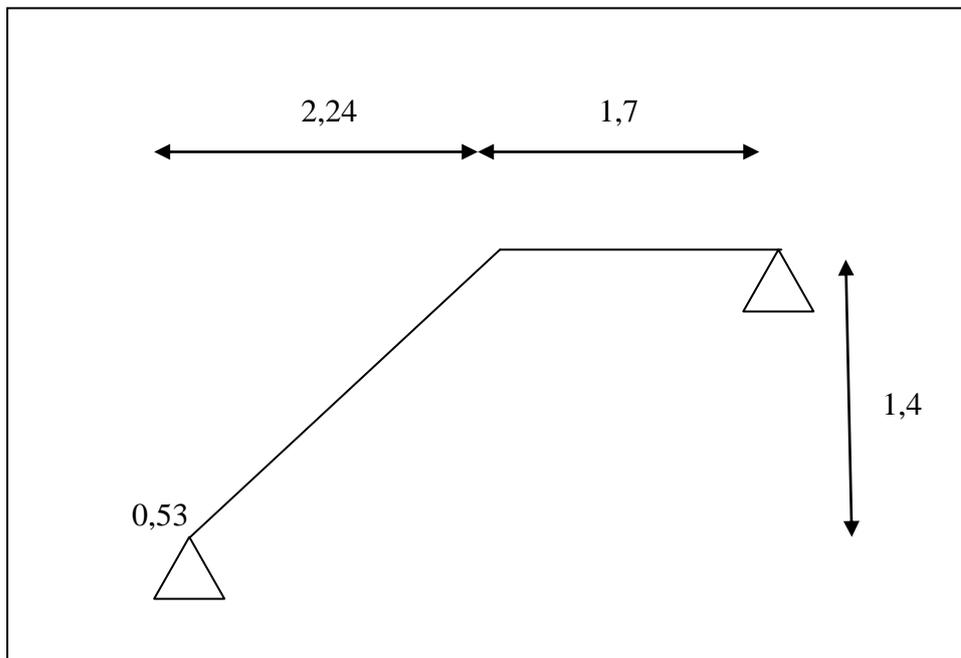
$$q_{vu} = 1,35 \cdot 8,48 + 1,5 \cdot 2,5 = 15,19 \text{ KN/ml}$$

**ELS**

$$q_{vs} = 8,48 + 2,5 = 10,98 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{(q_{vu} - q_{pu})}{q_{vu}} = \frac{15,19 - 10,48}{15,19} = 0,31 > 10\% = 0,1 \dots \dots \dots C.V$$

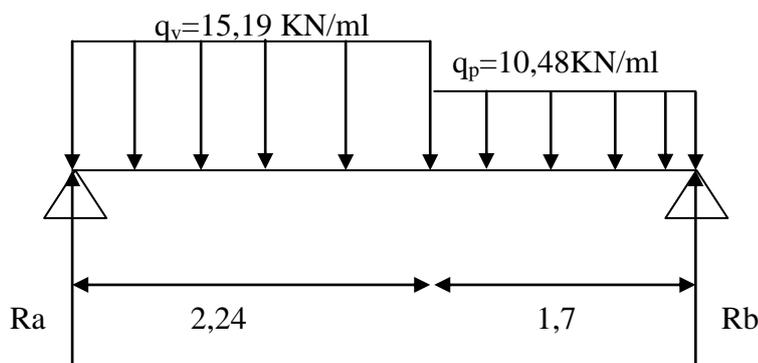
Donc le chargement est composé de la charge du volée et celle du palier



**Fig IV.8 : Schéma de l'escalier**

**5 . Calculs des sollicitations :**

**ELU**



**Fig IV.9 : Schéma statique de l'escalier**

$$\sum F; y = 0 \Rightarrow Ra + Rb - (qp \cdot 1,7 + qv \cdot 2,24) = 0$$

$$\Rightarrow Ra + Rb = (15,19 \cdot 1,7 + 10,48 \cdot 2,3) = 49,92 \text{KN}$$

$$\sum M; b = 0 \Rightarrow -Ra \cdot 4 + qv \cdot 2,24 \left[ \frac{(2,24)}{2} + 1,7 \right] + qp \cdot \frac{1,7^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow Ra = 28,67 \text{KN}$$

$$\Rightarrow Rb = 21,24 \text{KN}$$

D'où

**fig IV.10** : Schéma du calcul RDM de l'escalier

### Les moments fléchissant et effort tranchant

#### Section A-A :

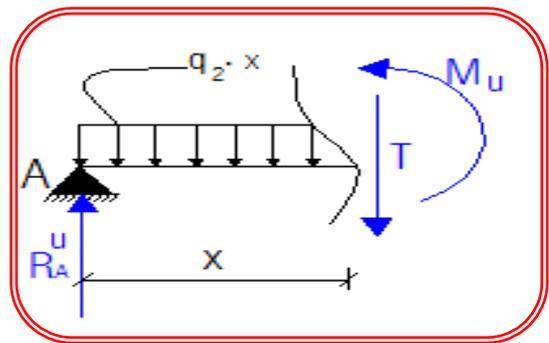
$$\begin{cases} 0 \leq x \leq 2,24 \text{ m.} \\ M_{(x)} = R_A \cdot x - qv \cdot \frac{x^2}{2} \Rightarrow \\ T_{(x)} = R_A - qv \cdot x \end{cases}$$

$$T_{(x)}^U = -15,19x + 28,67$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T = 28,67 \text{KN} \\ x = 2,24 \rightarrow T = -6,26 \text{KN} \end{cases}$$

$$M_{(x)}^U = R_A x - 15,19 \left( \frac{x^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M^u = 0,00 \text{KN.m} \\ x = 2,24 \rightarrow M^u = 25,76 \text{KN.m} \end{cases}$$



#### Section B-B :

$$\begin{cases} 2,24 \leq x \leq 4 \text{ m.} \\ M_{(x)} = R_A \cdot x - qv \cdot 2,24 \left( x - \frac{2,24}{2} \right) - qp \cdot \frac{(x - 2,24)^2}{2} \\ T_{(x)} = R_A - qv \cdot 2,24 - qp \cdot (x - 2,24) \end{cases}$$

$$T = 28,67 - 15,19(2,24) - 10,48(x - 2,24)$$

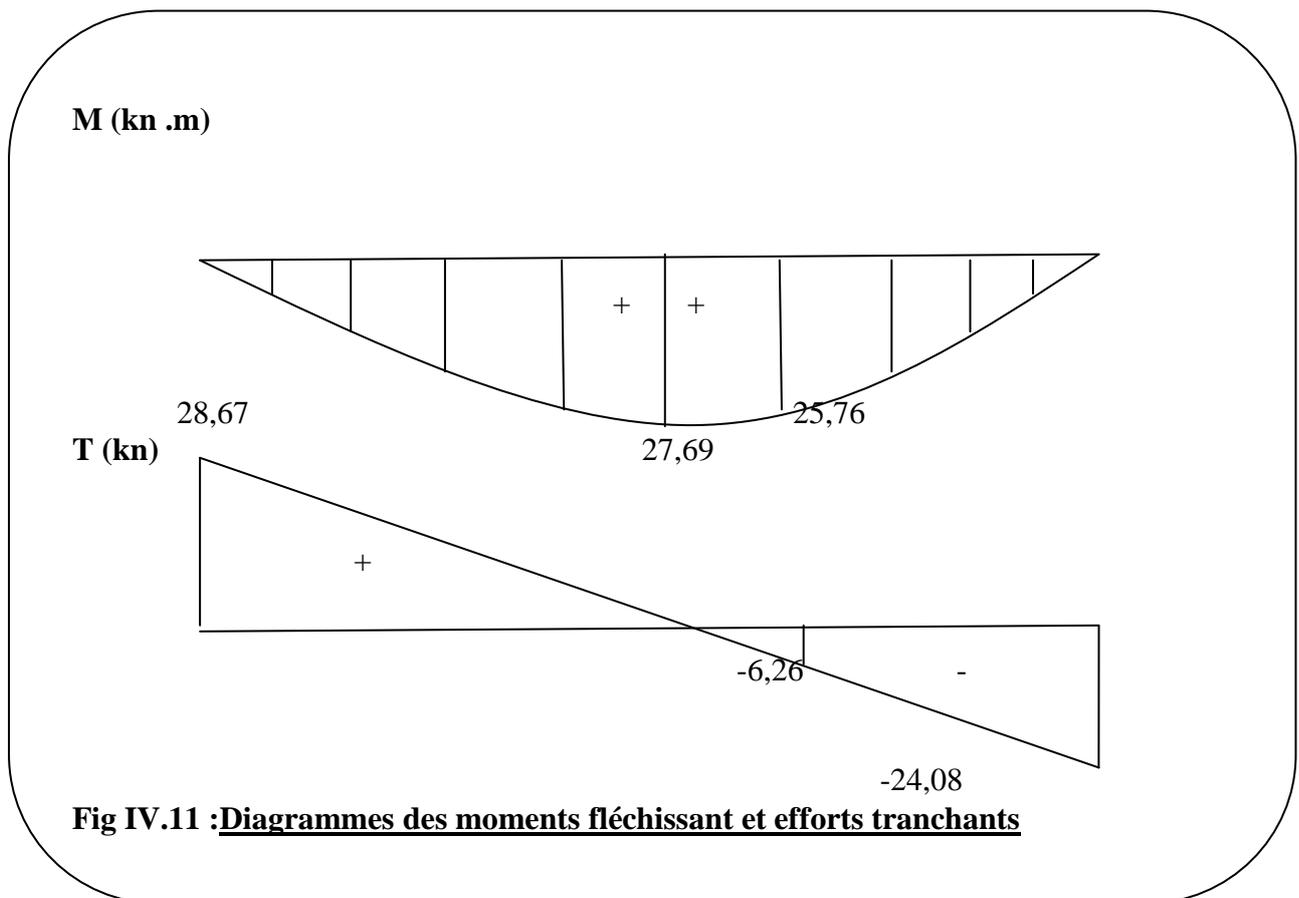
$$\begin{cases} x = 2,24 \rightarrow T = -6,26 \text{KN} \\ x = 4 \rightarrow T = -24,08 \text{KN} \end{cases}$$

$$T=0 \rightarrow x=1,70 \text{m}$$

$$M = 28,67x - 15,19 \cdot 2,24(x - 1,15) - 10,48 \frac{(x - 2,24)^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 2,24 \rightarrow M^u = 25,76 \text{ KN.m} \\ x = 4 \rightarrow M^u = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max}^U = M_{(x=2,89)}^U = 27,69 \text{ KN.m}$$



**E.L.S**

$$qv = 10,98 \text{ KN/ml},$$

$$qp = 7,49 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{aligned} \sum F; y = 0 &\Rightarrow Ra + Rb - (qp \cdot 1,7 + qv \cdot 2,24) = 0 \\ &\Rightarrow Ra + Rb = 37,98 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\sum M; b = 0 \Rightarrow -Ra \cdot 4 + qv \cdot 2,24 \left[ \frac{(2,24)}{2} + 1,7 \right] + qp \cdot \frac{1,7^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_a = 20,69 \text{ KN}$$

$$D'ou \quad \Rightarrow R_b = 17,28 \text{ KN}$$

### Les moments fléchissant et effort tranchant

#### Section A-A :

$$\begin{cases} 0 \leq x \leq 2,24 \text{ m.} \\ M_{(x)} = R_A \cdot x - q_v \cdot \frac{x^2}{2} \Rightarrow \cdot \\ T_{(x)} = R_A - q_v \cdot x \end{cases}$$

$$T_{(x)}^U = -10,98x + 20,69$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T = 20,69 \text{ KN} \\ x = 2,24 \rightarrow T = -4,56 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{(x)}^U = R_A x - 10,98 \left( \frac{x^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M^u = 0,00 \text{ KN.m} \\ x = 2,24 \rightarrow M^u = 18,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### Section B-B :

$$\begin{cases} 2,24 \leq x \leq 4 \text{ m.} \\ M_{(x)} = R_A \cdot x - q_v \cdot 2,24 \cdot \left( x - \frac{2,24}{2} \right) - q_p \cdot \frac{(x - 2,24)^2}{2} \\ T_{(x)} = R_A - q_v \cdot 2,24 - q_p \cdot (x - 2,24) \end{cases}$$

$$T = 20,69 - 10,98(2,24) - 7,49(x - 2,24)$$

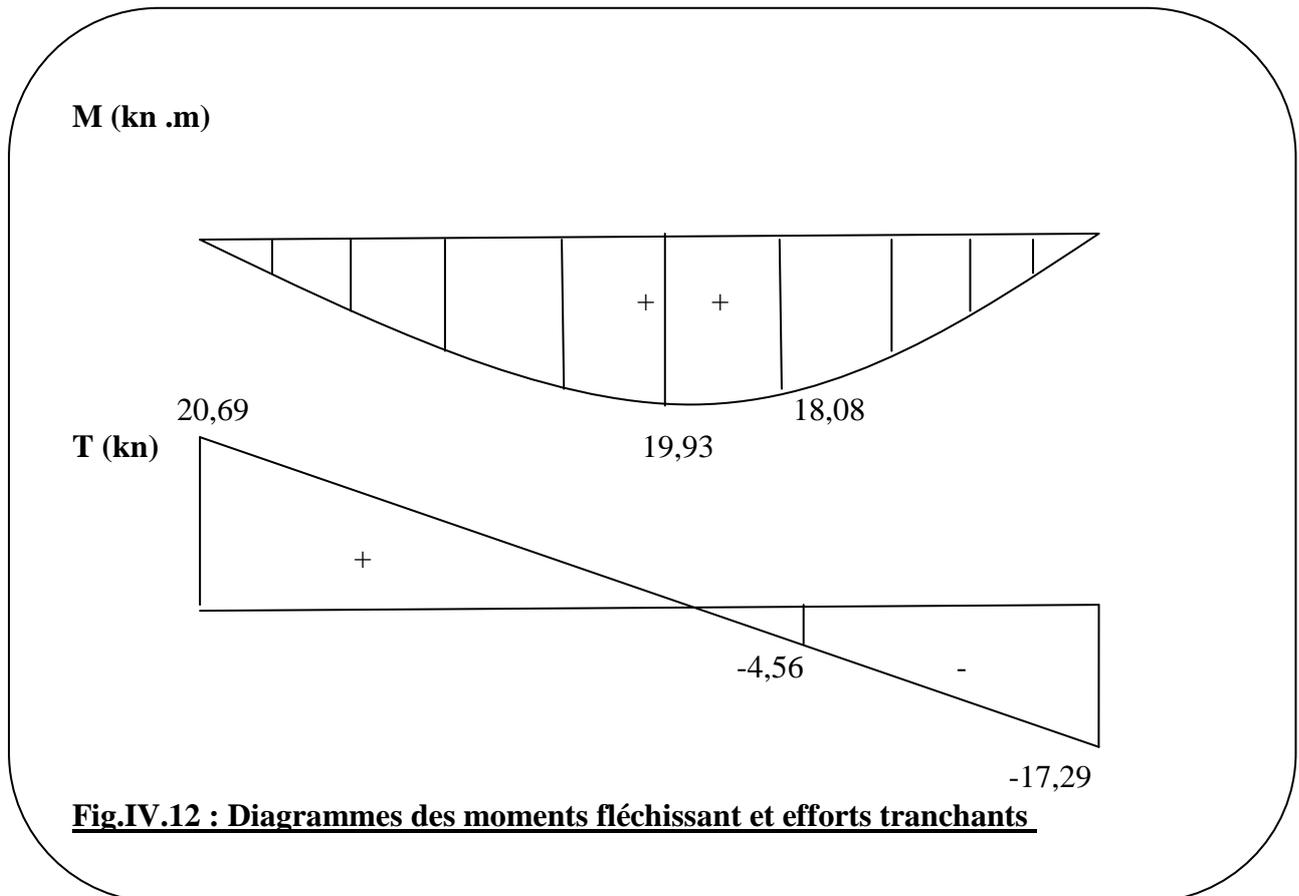
$$\begin{cases} x = 2,24 \rightarrow T = -4,56 \text{ KN} \\ x = 4 \rightarrow T = -17,29 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T=0 \rightarrow x=1,69 \text{ m}$$

$$M = 20,69x - 10,98 \cdot 2,24(x - 1,15) - 7,49 \frac{(x - 2,24)^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 2,24 \rightarrow M^u = 18,54 \text{ KN.m} \\ x = 4 \rightarrow M^u = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max}^U = M_{(x=2,92)}^U = 19,93 \text{ KN.m}$$



- **Moment en travée :**  $M_t = 0,8.M_0 = 0,8 \times 27,69 = 22,15 \text{ KN.m.}$
- **Moment en appui :**  $M_a = -0,2.M_0 = 0,2 \times 27,69 = -5,54 \text{ KN.m.}$

## 6-Le ferrailage :

### ❖ En travée :

Calcul d'une section rectangulaire  $(15 \times 100) \text{ cm}^2$  à la flexion.

$$\begin{cases} \gamma = \frac{q_u}{q_{ser}} = \frac{15,19}{10,98} = 1,38 \\ \mu_{du} = [3440.\gamma + 49.fc28 - 3050] \times 10^{-4} \Rightarrow \mu_{du} = [3440.1,385 + 49.25 - 3050] \times 10^{-4} = 0,293 \end{cases}$$

$M_t = 22,15 \text{KN.m}$				
$b = 100 \text{cm}$	$d = 13,5 \text{cm}$	$e = 15 \text{cm}$	$f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$	$f_e = 400 \text{MPa}$
$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,0855$				
$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,293 \Rightarrow A' = 0$				
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,111$				
$\mu_{bu} < 0,275 \rightarrow$ Méthode simplifiée.				
$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,128 \text{m}$				
Section de l'acier				
$A_t = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} = \frac{22,15 \times 10^3}{12,8 \times 348} = 4,97 \text{cm}^2$ (avec $\sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15}$ )				

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{cm}^2$$

On a donc :  $A > A_{\min} \Rightarrow$  (On adoptera  $A$ )  $\rightarrow A = 4,97 \text{cm}^2/\text{ml}$ .

**Soit : A : 5T12  $\rightarrow A = 5,65 \text{cm}^2/\text{ml}$**

**esp = 20cm.  $\leq \min [4h ; 45\text{cm}] = \min [60 ; 45] \text{cm} = 45 \text{cm} \rightarrow$  condition vérifiée**

➤ **Les armatures de répartition  $A_r$  :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{cm}^2/\text{ml}.$$

**Soit : 4T8  $\rightarrow A_r = 2,01 \text{cm}^2/\text{ml}$       esp = 25cm.**

❖ **En appui :**

Calcul d'une section rectangulaire  $(15 \times 100) \text{cm}^2$  à la flexion.

$$\begin{cases} \gamma = \frac{qu}{q_{ser}} = \frac{10,48}{7,49} = 1,39 \\ \mu_{lu} = [3440 \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} - 3050] \times 10^{-4} \Rightarrow \mu_{lu} = [3440 \cdot 1,4 + 49 \cdot 25 - 3050] \times 10^{-4} = 0,295 \end{cases}$$

$M_a = 5,54 \text{KN.m}$				
$b = 100 \text{cm}$	$d = 13,5 \text{cm}$	$e = 15 \text{cm}$	$f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$	$f_e = 400 \text{MPa}$
$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,021$				
$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,295 \Rightarrow A' = 0$				
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,026$				
$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,133 \text{m}$				
Section de l'acier				
$A_a = \frac{M_{ua}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,15 \times 10^3}{13,3 \times 348} = 1,112 \text{cm}^2$ (avec $\sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15}$ )				

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{cm}^2$$

On a donc :

$$A > A_{\min} \Rightarrow (\text{On adoptera } A) \rightarrow A = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Soit : 4T 12** →  $A = 4,52 \text{cm}^2 / \text{ml}$  / esp = 25cm.

➤ **Les armatures de répartitions  $A_r$  :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1,63}{4} = 0,4 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

**Soit : 4T8** →  $A_r = 2,01 \text{cm}^2 / \text{ml} / \text{esp} = 25 \text{cm}$ .

➤ **Vérification de la condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u} = 0,13 f_{c28} = 3,25 \text{Mpa}$$

$$T_u^{\max} = 28,67 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{28670}{100 \cdot 13,5 \cdot 10^2} = 0,21 \text{Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100} \geq \alpha$$

**En travée**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2.0,079}) = 0,103$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha$$

Donc CV

**En appuis**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2.0,0198}) = 0,025$$

$$\frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha$$

Donc C.V

### 7-Calcul de la poutre palière :

La poutre brisée est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges provenant des volées ainsi que les marches porteuses.

La hauteur de la poutre brisée doit vérifier les conditions suivantes :

➤ Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants Condition de flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : La portée de la poutre (L= 5,05m)

h : La hauteur de la poutre ;

b : La largeur de la poutre. h

$$\Rightarrow \frac{5,05}{15} \leq h \leq \frac{5,05}{10} \Rightarrow 33,66\text{cm} \leq h \leq 50,5\text{cm}$$

Soit : h = 35cm et b = 30cm.

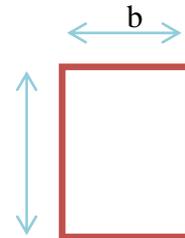


Fig. IV.13 : Section de la poutre palière

➤ Vérification des conditions de RPA99 v.2003 :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \\ h/b = 35/30 = 1.16 < 4 \end{array} \right\} \text{Les conditions sont vérifiées}$$

Donc, la section de la poutre brisée est (b×h) = (30×35) cm<sup>2</sup>.

**7-1-Evaluation des charges :****Charges permanentes**

Poids propre de la poutre palière	= 0,35.0,3.25= 2,62 KN/ml
Poids de remplissage	= 2,36.2,8=6,60KN /ml
Poids de demie volée	= 8,48.2/2 = 8,48KN/ml
Poids du palier	= 4,99 .1,7= 8,48KN/ml
	G=26,18KN/ml

**Charge d'exploitation**

$$Q=2,5\text{KN/ml}$$

**7-2 calcul des moments :**

$$M = \frac{ql^2}{8}$$

**ELU**

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

$$q_u = (1,35 \cdot 27,06) + (1,5 \cdot 2,5) = 40,28 \text{KN/ml}$$

$$M_u = \frac{40,28 \cdot 5,05^2}{8} = 128,40 \text{KN.m}$$

**ELS**

$$q_s = G + Q = 29,56 \text{KN/ml}$$

$$M_s = \frac{29,56 \cdot 5,05^2}{8} = 94,23 \text{KN.m}$$

**Moments en travée :**

$$M_{tu} = 0,8 \cdot M_u = 102,72 \text{KN.m}$$

$$M_{ts} = 0,8 \cdot M_s = 75,38 \text{KN.m}$$

**Moments en appuis :**

$$M_{au} = 0,2 M_u = 25,68 \text{KN.m}$$

$$M_{as} = 0,2 M_s = 18,84 \text{KN.m}$$

**7-3 Ferrailage :****En travée**

$$d = 0,36 \text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,16$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{102,72}{75,38} = 1,36$$

$$\mu_{lu} = [3440 \cdot \gamma + 49 \cdot f_c - 3050] \times 10^{-4} \Rightarrow \mu_{lu} = [3440 \cdot 1,36 + 49 \cdot 25 - 3050] \times 10^{-4} = 0,285$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,285 \Rightarrow A' = 0$  .  $\Rightarrow$  méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,325$$

$$A = \frac{M_{tu}}{Z_b \cdot \sigma_{ser}} = \frac{102,72 \cdot 10^{-3}}{0,325 \cdot 348} \cdot 10^4 = 9,08 \text{ cm}^2$$

### Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 0,4 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 0,17 \text{ cm}^2$$

On a donc :  $A > A_{\min} \Rightarrow$  (On adoptera  $A$ )  $\rightarrow A = 9,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  .

**Soit : A : 6T14  $\rightarrow$  A = 9,23 cm<sup>2</sup>/ml**

### En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,039$$

**A=2,09cm<sup>2</sup> on prend 3T12=2,26cm<sup>2</sup>**

## VI-5. Les voiles périphériques :

### VI-5-1. Définition :

Le voile périphérique est destiné à bloquer les terres remblayées issues de l'exécution. A cet effet il sera calculé comme un mur de soutènement supportant le poids du remblai.

➤ **Les caractéristiques du sol sont les suivantes :**

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

$\varphi = 30^\circ$  : angle de frottement

### VI-5-2. Les dimensions du voile :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓ L'épaisseur  $\geq 15 \text{ cm}$ .
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1 % dans les deux sens (horizontale et vertical).

❖ **Voile plus défavorable : (e = 15 cm) :**

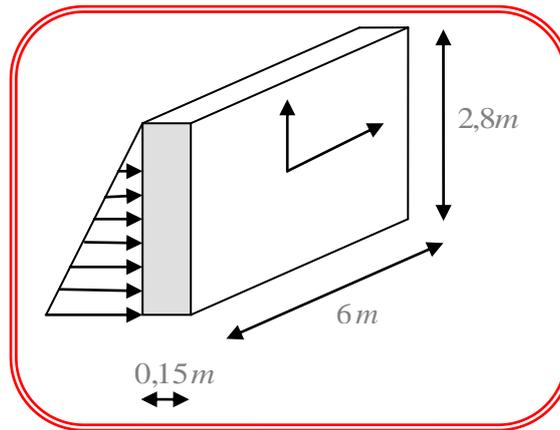


Fig.V.14: Présentation du voile périphérique.

❖ **Calcul de la force de poussées des terres :**

**1-Calcul de l'effort normal N :**

Les sollicitations pour une bande de 1m de largeur

$$P_{\text{propre}} = \gamma_b \times v \quad \text{avec :}$$

$\gamma_b$ : masse volumique de béton = 2500 kg/m<sup>3</sup> ;

v : volume de plaque

$$v = l \times h \times e$$

$$= 1 \times 2,8 \times 0,15 = 0,42 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{propre}} = 2500 \times 0,42 = 1050 \text{ kg}$$

**ELU:**

$$N = 1,35 \times P = 1417,5 \text{ kg} = 14,17 \text{ KN}$$

**ELS:**

$$N = P = 10,5 \text{ KN.}$$

**Poussées des terres :**

- poids volumique de sol :  $\gamma_h = 17 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement interne de sol  $\varphi = 30^\circ$

La contrainte de la poussée sera calculée comme suit :

$$\bar{\sigma}_h = K_p \times \gamma_h \times H$$

$$\text{et } p_t = \int_0^H K_p \times \gamma_h \times dH$$

$$\text{Avec } K_p : \text{coefficient de poussé de terre } K_p = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) ;$$

H : hauteur du voile = 2,8 m.

D'après le tableau de **CAQUOT -KRISSEL :**

$$K_p = 0,333.$$

$$\bar{\sigma}_0 = 0,333 \times 17 \times 0 = 0 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{2,8} = 0,333 \times 17 \times 2,8 = 15,85 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M' = P_t * x$$

$$P_t = \frac{h}{2} \times \sigma_{2,8} = \frac{2,8}{2} \times 15,85 = 22,19 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M' = 22,19 \times \frac{2,8}{3} = 20,71 \text{ KN.m}$$

❖ **Les sollicitations :**

❖ **ELU :**  $M = 1,35 M' = 1,35 \times 20,71 = 27,95 \text{ KN.m}$

❖ **ELS :**  $M = M' = 20,71 \text{ KN.m}$

**Calcul du ferrailage :**

**ELU :**

$$ep = \frac{M'}{N} = \frac{27,95}{10,50} = 2,66 \text{ m}$$

$$ep = 2,66 \text{ m} > \frac{e}{2} - c = \frac{0,15}{2} - 0,02 = 0,055 \text{ m} \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec un moment fictif  $M_1$  :

$$M_1 = N \times \left( ep + \frac{e}{2} - c \right) = 10,5 \times \left( 2,66 + \frac{0,15}{2} - 0,02 \right) = 28,50 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,181 \quad , \quad \alpha = 0,251, \quad \beta = 0,900$$

$$A_{fs} = \frac{28,5 \times 1000}{0,900 \times 18 \times 348} = 5,05 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

On revient à la sollicitation réelle

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 5,05 - \frac{10,5 \times 1000}{100 \times 348} = 4,74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A'_{fc} = A'_{fs} = 0$$

$$A_{\min} = 0,10\% \times b \times e = 0,0010 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(A; A_{\min}) = 4,74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Le choix :** 6T12  $\rightarrow A = 6,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow esp = 20 \text{ cm}$

**ELS :**

$$N_s = 10,50 \text{ KN}$$

$$M_s = 20,71 \text{ KN.m}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 \cdot f_e; 150\eta) = \min(2/3 \cdot 400; 150 \times 1,6) = 240 \text{ MPa}$$

$$D = \frac{15.A}{b} = \frac{15 \times 6,78}{100} = 1,01 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,01 \times 18 = 36,36$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,01 + \sqrt{1,01^2 + 36,36} = 5,10 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 5,1^3}{3} + 15 \times 6,78 \times (18 - 5,1)^2 = 21345,59 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{20,71 \times 10^3}{21345,59} = 0,97$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,97 \times 5,1 = 4,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,97 \times (18 - 5,1) = 187,69 \text{ MPa}$$

➤ **Détermination des contraintes**

$$\bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{les armatures déterminées par l'ELU conviennent}$$

Donc le ferrailage sera deux nappes, T12 espacés de 20cm

Pour le ferrailage horizontal (répartition)

$$A_r = A/4 = 4,74/4 = 1,185 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1,5 \text{ cm}^2. \text{ Donc } A_{\max} = 1,5 \text{ cm}^2.$$

On adopte deux nappes de 5T10 espacés de 20 cm l'un de l'autre.

**V-1 .Généralités:**

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (**RPA99.v.2003**).

Notre bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone II), donc l'étude sismique est nécessaire pour éviter les dommages pouvant être causés par un séisme.

**V-2. Méthodes de calculs:**

Le calcul de la force sismique peut se faire par deux méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode spectrale modale.

**V-2-1. Principe de la méthode : [RPA99/4.2.1]**

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

**V-2-2. Méthode statique équivalente :**

Le principe de cette méthode est basé sur une considération de système de forces fictives, dont les efforts sont équivalents aux effets du séisme.

Elle est basée sur les dispositions d'un code ou règlement parasismique.

**V-2-3. Méthode dynamique modale spectrale :**

Il est possible d'utiliser une méthode dynamique plus exacte basée sur l'utilisation des spectres de réponses adaptées au site de construction.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2 ; d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale par l'utilisation du logiciel **SAP2000**. [RPA99/4.1.3]

**V-2-4. Détermination les charges :**

- |                   |                    |
|-------------------|--------------------|
| 1) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$     |
| 2) $G + Q$        | 6) $G + Q - E$     |
| 3) $0.8G + E$     | 7) $G + Q + 1,2 E$ |
| 4) $0.8G - E$     | 8) $G + Q - 1,2E$  |

**V-2-4-1. Détermination des paramètres du spectre de réponse :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

Avec :

$A$  : coefficient d'accélération de la zone.

$R$ : facteur de comportement de la structure.

$Q$ :facteur de qualité.

$W_T$ : poids totale de la structure.

**D**:facteur d'amplification dynamique, dépendant de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (**T**) (formule 4.2 RPA).

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

**A**: Coefficient d'accélération donné par le **tableau 4 -1** du **RPA 99** suivant la zone et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\begin{cases} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Grouped'usage 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$$

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$\begin{aligned} \circ \quad D &= \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ sec} \end{cases} \\ \circ \quad D &= 2,5 \times 0,764 \left(\frac{0,5}{0,707}\right)^{2/3} = 1,5161 \end{aligned}$$

❖ **Coefficient de comportement de la structure R :**

- D'après le **tableau 4-3 de RPA 99**, l'évaluation du coefficient de comportement :
- **R = 4** (Portiques contreventés par des voiles).

❖ **Le facteur de qualité Q :**

- Le facteur de qualité de la structure en fonctionne de :
- redondances de la géométrie des éléments qui la constituent
  - régularité en plan et régularité en élévation.
  - contrôle de la qualité de l'exécution.

Le facteur de qualité **Q** est donné par l'expression  $Q = 1 + \sum_1^6 Pq_i$  (**tab4-4de RPA99**).

- $p_q$  : Pénalité correspondante au critère (q)

<i>Critère q</i>	<i>Valeur de P<sub>q</sub></i>	
	<i>selon(x)</i>	<i>selon(y)</i>
Condition min sur les filles de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
	$\Sigma = 0,3$	$\Sigma = 0,3$

**Tableau. V.1:** Valeurs des pénalités Pq selon X et Y.

$$\begin{cases} Q_x = 1 + \sum_1^6 P_{qx} = 1,3. \\ Q_y = 1 + \sum_1^6 P_{qy} = 1,3. \end{cases}$$

### Calcul du poids (W) :

La valeur du poids (W) comporte la totalité des charges pour les bâtiments à usage d'habitation, il faut prendre en compte 20% des surcharges.

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation on  
 $\beta = 0.20$  [tab(4.5)PR A99v2003 ]

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (\text{Formule 4.5 RPA}) \text{ Avec :}$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels de la structure.

$W_{Qi}$ : poids dû aux charges d'exploitations.

Niveau	Poids (KN)
Terrasse 2	469,99
Terrasse 1	2974,55
9 <sup>ème</sup>	3279,821
8 <sup>ème</sup>	3279,821
7 <sup>ème</sup>	3350,701
6 <sup>ème</sup>	3350,701
5 <sup>ème</sup>	3350,701
4 <sup>ème</sup>	3431,026
3 <sup>ème</sup>	3431,026
2 <sup>ème</sup>	3431,026
1 <sup>er</sup>	3431,026
RDC	4517,156
Somme	38297,545

Tableau V.2 : Poids de chaque niveau

### b) Calcul de centre de masse et le moment massique :

Surface du plancher corps creux = 214m<sup>2</sup>

La force sismique totale « V » appliquée à la base dans les deux sens :

$$V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R} . W_T = \left( \frac{0,2.1,5161.1,3}{4} \right) . 38297,545 = 3774,08KN$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q_y}{R} . W_T = \left( \frac{0,2.1,5161.1,3}{4} \right) . 38297,545 = 3774,08KN$$

### Résultats de l'analyse dynamique :

Le tableau ci-dessous récapitule les facteurs de participation massique pour chaque mode de vibration :

Mode	Période (s)	UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	SumUY (%)
1	0,865739	70,376	5,966E-05	70,376	5,966E-05
2	0,5653	7,22E-05	64,68	70,376	64,68
3	0,454374	7,22E-05	0,012	70,377	64,692
4	0,259945	7,22E-05	3,28E-06	84,985	64,692
5	0,153886	7,22E-05	2,399E-05	86,188	64,692
6	0,139715	7,22E-05	20,338	86,188	85,029
7	0,126374	7,22E-05	1,703E-07	91,171	85,029
8	0,119105	7,22E-05	0,07	91,171	85,1
9	0,117395	7,22E-05	5,313	91,171	90,412
10	0,112616	7,22E-05	0,004609	91,173	90,417
11	0,110707	7,22E-05	0,234	91,174	90,651
12	0,10823	7,22E-05	0,0003109	91,193	90,651

**Tableau V.3 :** Résultats de l'analyse dynamique

- Ce modèle présente une période fondamentale  $T = 0,865739s < 130\% T (C.V)$
- les 9 premiers modes sont nécessaires pour atteindre les 90% dans le sens Y.
- les 7 premiers modes sont nécessaires pour atteindre les 90% dans le sens X.

#### V.3.2) Méthode modale spectrale :

##### a) Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.

##### b) Définition du spectre de réponse de calcul:

Selon le RPA99 V2003 (article 4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone,  $A = 0.2$

**$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement,  $\eta = 0,76 \geq 0,7$

**R** : Coefficient de comportement de la structure,  $R = 4$ .

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

$T1 = 0,15 \text{ sec}$ ,  $T2 = 0,50 \text{ sec}$

**T** : Périodes fondamentale de la structure.

**Q** : Facteur de qualité  $Q = (1.3 ; 1.3)$ .

$\frac{S_a}{g}$  : Accélération spectrale

**c) Nombre de modes à considérer :**

D'après le RPA 99 V 2003 (l'article 4.3.4 - a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Dans notre cas le nombre de modes à considérer est de 12 modes en appliquant la formule du RPA (4-14).

**méthode spectrale modale : suivant repère global (EX,EY) :**

Spectre	F1	F2
EX	4079,672	/
EY	/	5040,566

**Tableau V.4:** Résultante des forces sismiques à la base

$$V_x \text{ dyn} > 0.8V_{xsta} = 3019,27 \text{ KN} \quad C.V$$

- **Sens-Y :**

$$V_y \text{ dyn} > 0.8V_{ysta} = 3019,27 \text{ KN} \quad C.V$$

La résultante des forces à la base **F** obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{sta}$  (RPA99/2003 Article.4. 3.6).

- Pour la direction X :  $(0.8V_x/F_x) = 0.74 < 0,8 \quad C.V$

- Pour la direction Y :  $(0.8V_y/F_y) = 0.59 < 0,8 \quad C.V$

#### V.4.2. Vérifications spécifiques :

##### Vérification de l'effort normale réduit dans les poteaux:

L'article 7.4.1 du RPA 99v2003, précise que les dimensions de la section transversale du poteau doit satisfaire les conditions suivantes :

1- Min ( $b_1$ ,  $h_1$ )  $\geq 25$ cm en zone IIa (OK) (Voir chapitre II )

2- Vérification de l'effort normal réduit (Art. 7.4.3.1, RPA 99v2003) :

Dans le but d'éviter ou de 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 :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c F_{c28}} \leq 0.3$$

- $\nu$  : effort normal réduit

- $N_d$ : effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.

- $B_c$ : section brute de l'élément.

- $F_{c28}$  : résistance caractéristique du béton

Pour cela, on procèdera à une vérification de l'ensemble des poteaux manifeste des grands efforts normaux afin de mettre en évidence le risque qu'ils courent sous l'effet des efforts normaux qu'ils subiront éventuellement suite à un séisme donné.

Niveaux	N d (KN) (max)	Section de poteaux (m <sup>2</sup> )	N	Vérification <0.3
S .sol RDC 1 <sup>er</sup>	1737.992	0.50X0.50 0.25	0.278	C.V
2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	1250.937	0.45X0.45 0.2025	0.247	C.V
5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup>	920.246	0.40X0.40 0.16	0.230	C.V
8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> 10 <sup>ème</sup>	669.916	0.35X0.35 0.1225	0.219	C.V
Terrasse	372.498	0.30X0.30 0.09	0.165	C.V

**Tableau V.5:** Vérification de l'effort normale réduit dans les poteaux

C.V : Condition vérifié.

**a) Vérification des déplacements relatifs horizontaux :**

Sous l'action des forces sismique horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y).

Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

$\delta_k$ : déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structures.

$\delta_{ek}$  : déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (*y compris l'effet de torsion*).

**R** : coefficient de comportement,

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser les 1%*he*. (*he* est la hauteur libre de l'étage considéré).

Niveaux	he (cm)	$\delta_{ek}$ (cm)		$\Delta_k$ (cm)		1%he (cm)	Vérification < 1%he
		Sens xx	Sens yy	Sens X	Sens Y		
<b>Terrasse 1</b>	280	4.870	4.782	0.744	0.752	2.8	<b>C.V</b>
<b>10<sup>ème</sup></b>	280	3.176	3.082	1.312	1.277	2.8	<b>C.V</b>
<b>9<sup>ème</sup></b>	280	2.850	2.763	1.318	1.278	2.8	<b>C.V</b>
<b>8<sup>ème</sup></b>	280	2.519	2.444	1.313	1.273	2.8	<b>C.V</b>
<b>7<sup>ème</sup></b>	280	2.190	2.123	1.295	1.255	2.8	<b>C.V</b>
<b>6<sup>ème</sup></b>	280	1.867	1.812	1.257	1.220	2.8	<b>C.V</b>
<b>5<sup>ème</sup></b>	280	1.553	1.507	1.207	1.171	2.8	<b>C.V</b>
<b>4<sup>ème</sup></b>	280	1.251	1.215	1.114	1.105	2.8	<b>C.V</b>
<b>3<sup>ème</sup></b>	280	0.967	0.939	1.042	1.020	2.8	<b>C.V</b>
<b>2<sup>ème</sup></b>	280	0.707	0.686	0.929	0.905	2.8	<b>C.V</b>
<b>1<sup>er</sup></b>	280	0.475	0.459	0.784	0.762	2.8	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	280	0.173	0.167	0.004	0.004	2.8	<b>C.V</b>

**Tableau V.6:** Vérification du déplacement des planchers

**C.V** : Condition vérifié.

**b) Justification vis-à-vis l'effet P-Δ :**

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »,

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k" :  $V_K = \sum_{i=K}^n F_i$

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$h_k$  : hauteur de l'étage « k »

Si  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

*Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :*

Niveaux	$h_e$ (m)	$P_k(KN)$	$V (KN)$	Sens X			Sens Y		
				$\Delta_{kx}(m)$	$\theta_x$	$\theta_x \leq 0.10$	$\Delta_{ky}(m)$	$\theta_y$	$\theta_y \leq 0.10$
<b>Terrasse</b>	2.8	<b>469,99</b>	43.093	0.744	0.031	<b>C.V</b>	0.752	0.031	<b>C.V</b>
<b>10<sup>ème</sup></b>	2.8	<b>3444,54</b>	3631.084	1.312	0.043	<b>C.V</b>	1.277	0.042	<b>C.V</b>
<b>9<sup>ème</sup></b>	2.8	<b>6724,361</b>	4133.081	1.318	0.045	<b>C.V</b>	1.278	0.043	<b>C.V</b>
<b>8<sup>ème</sup></b>	2.8	<b>10004,18</b>	4595.422	1.313	0.051	<b>C.V</b>	1.273	0.049	<b>C.V</b>
<b>7<sup>ème</sup></b>	2.8	<b>13354,883</b>	5017.260	1.295	0.047	<b>C.V</b>	1.255	0.045	<b>C.V</b>
<b>6<sup>ème</sup></b>	2.8	<b>16705,584</b>	5401.786	1.257	0.047	<b>C.V</b>	1.220	0.046	<b>C.V</b>
<b>5<sup>ème</sup></b>	2.8	<b>20056,285</b>	5748.901	1.207	0.047	<b>C.V</b>	1.171	0.045	<b>C.V</b>
<b>4<sup>ème</sup></b>	2.8	<b>23487,311</b>	6056.926	1.114	0.046	<b>C.V</b>	1.105	0.041	<b>C.V</b>
<b>3<sup>ème</sup></b>	2.8	<b>26918,337</b>	6327.760	1.042	0.044	<b>C.V</b>	1.020	0.043	<b>C.V</b>
<b>2<sup>ème</sup></b>	2.8	<b>30349,363</b>	6558.842	0.929	0.041	<b>C.V</b>	0.905	0.040	<b>C.V</b>
<b>1<sup>er</sup></b>	2.8	<b>33780,389</b>	6769.654	0.784	0.036	<b>C.V</b>	0.762	0.035	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	2.8	<b>4517,156</b>	7064.296	0.004	0.024	<b>C.V</b>	0.004	0.023	<b>C.V</b>
<b>Sous-sol</b>	2.8	<b>38297,545</b>	7145.159	0.002	0.00068	<b>C.V</b>	0.002	0.00065	<b>C.V</b>

**Tableau V.7:** Vérification à l'effet P-Δ

**C.V** : Condition vérifié.

## VI.1. Calcul des poteaux :

### VI.1.1 Définition :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à un effort normal «  $N$  » et à un moment de flexion «  $M$  » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

### VI.1.2 Les combinaison d'actions :

Les efforts sont tirés directement du logiciel SAP 2000 sous les combinaisons suivants :

- $E.L.U : 1.35G + 1.5 Q$
- $E.L.S : G + Q$
- $G + Q + EX$
- $G + Q + EY$
- $0,8G \pm EX$
- $0,8G \pm EY$

### VI.1.3 Le calcul du ferrailage:

Il doit satisfaire certaines conditions imposées par le RPA

#### a) Les armatures longitudinales : (Art 7.4.2 RPA)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % de la section droite du poteau (*Zone IIa*).
- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 3 % de la section droite (*zone IIa*)
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (*zone IIa*)
- Le diamètre minimal est de  $\Phi 12$
- La longueur de recouvrement minimal est de  $L_R = 40\Phi$  (*zone IIa*)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  $L = 25 \text{ cm}$  (*zone IIa*).
- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

#### b) Les armatures transversales :

- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul .

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

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

Il est pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \rightarrow \text{Si l'élancement géométrique } \lambda_g \text{ dans la direction considérée est supérieur ou égal à } 5 \\ 3.75 \rightarrow \text{Dans le cas contraire.} \end{array} \right.$$

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(10\Phi_t^{\min}, 15 \text{ cm}) \quad \text{en zone nodale} \\ S_t \geq 15\Phi_t^{\min} \quad \text{en zone courante} \end{array} \right.$$

$\Phi$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée comme suit :

$$A_t = \begin{cases} 0.3\% \times S_t \times b_1 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad (1) \\ 0.8\% \times S_t \times b_1 & \text{si } \lambda_g \leq 3 \quad (2) \\ \text{interpoler entre (1) et (2)} & \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : l'élancement géométrique du poteau qui est égale

$$\lambda_g = \left[ \left( \frac{l_f}{a} \right) \text{ ou } \left( \frac{l_f}{b} \right) \right]$$

**a et b** : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ( $\Phi > 12 \text{ mm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\Phi_{\min}$ .

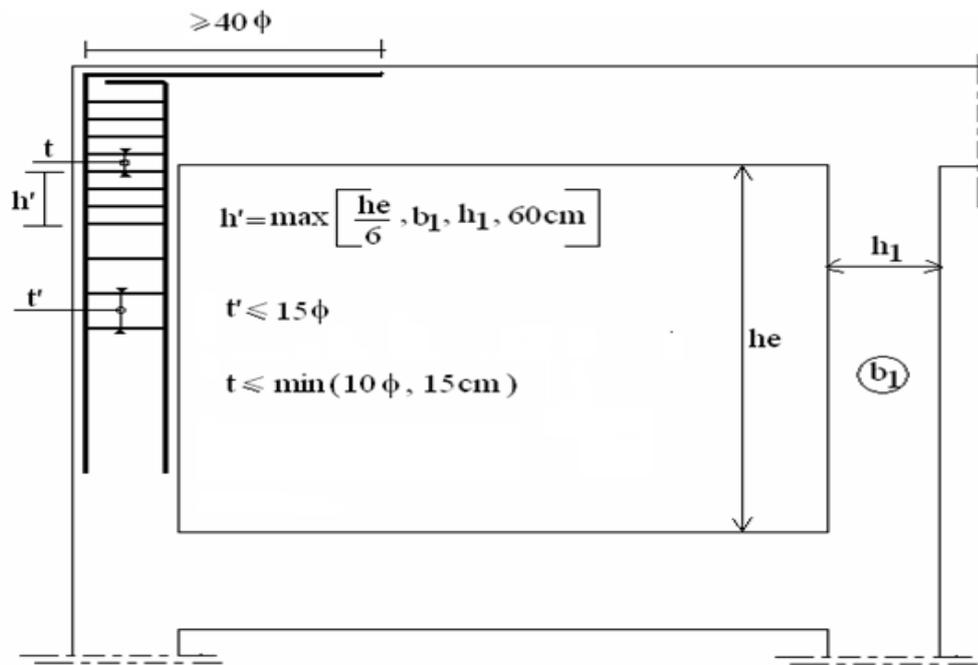


Figure VI.1 : Disposition constructive pour le ferrailage des poteaux selon RPA99

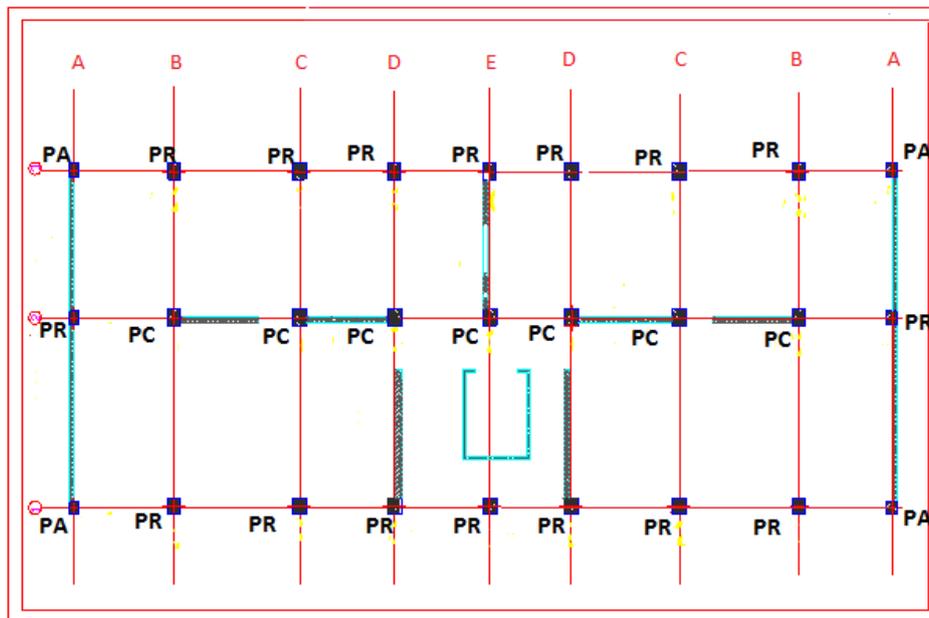


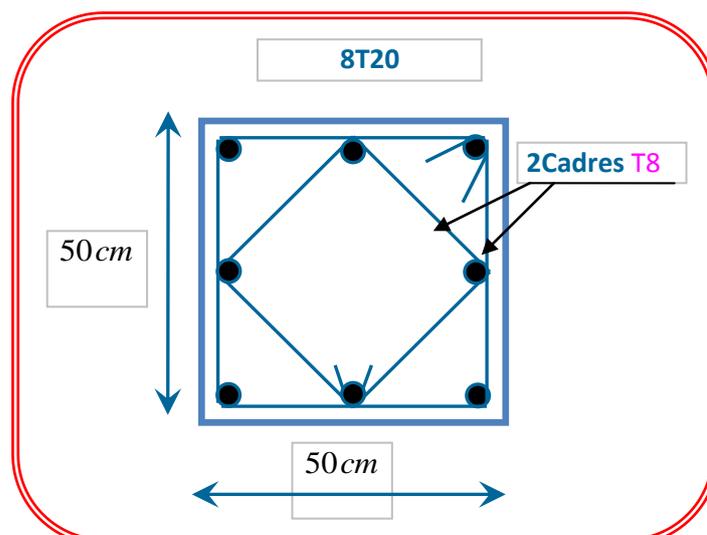
Figure VI.2 : Plan de repérage des poteaux.

### c) Les résultats du ferrailage :

On va récapituler les ferrillages des poteaux obtenus avec le SAP2000 dans le tableau suivant :

Niveau	Section	Type de poteau	Section obtenue A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A Adoptée (cm <sup>2</sup> )	Nombre de barres
Sous-sol R.D.C 1 <sup>ère</sup>	50x50	D'angle	13,37	20	25,13	8T20
		De rive	17,71	20		8T20
		Central	24,68	20		8T20
2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	45x45	D'angle	11.90	16,20	18,72	4T20+4T14
		De rive	10.37	16,20		4T20+4T14
		Central	15.03	16,20		4T20+4T14
5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup>	40x40	D'angle	7.90	12,80	14,20	4T16+4T14
		De rive	10.93	12,80		4T16+4T14
		Central	12.48	12,80		4T16+4T14
8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> 10 <sup>ème</sup>	35x35	D'angle	7.68	9,80	12,31	8T14
		De rive	4,56	9,80		8T14
		Central	9.42	9,80		8T14

**Tableau VI.1:** Ferrailage des poteaux.



**FigVI.3:** Exemple du ferrailage du poteau.

**d) Vérification des contraintes de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limité ultime

$$\text{Par : } \tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d}$$

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible  $\tau_{lim}$  égale à :

➤ **Selon BAEL** : pour une fissuration peu préjudiciable

$$\tau_{lim} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.20x \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.20x \frac{25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Les résultats des calculs des contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicités pour chaque section et dans les deux plans sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$\tau_{lim}$ (MPa)	Tu max (KN)		$\tau_u$ (MPa)		$\tau_u < \tau_{lim}$ (MPa)
			Plan 1-2	Plan 1-3	Plan 1-2	Plan 1-3	
<b>Sous-sol</b>	<b>50x50</b>	3.33	17.12	16.9	0.063	0.062	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	<b>50x50</b>	3.33	27.6	13.17	0.101	0.048	<b>C.V</b>
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	<b>50x50</b>	3.33	67.82	26.77	0.249	0.098	<b>C.V</b>
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	<b>45x45</b>	3.33	66.09	26.84	0.294	0.119	<b>C.V</b>
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	<b>45x45</b>	3.33	51.82	75.2	0.284	0.413	<b>C.V</b>
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	<b>45x45</b>	3.33	57.13	53.12	0.209	0.195	<b>C.V</b>
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	<b>40x40</b>	3.33	64.69	25.47	0.354	0.139	<b>C.V</b>
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	<b>40x40</b>	3.33	73.46	30.53	0.403	0.167	<b>C.V</b>
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	<b>40x40</b>	3.33	49.97	49.4	0.347	0.343	<b>C.V</b>
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	<b>35x35</b>	3.33	56.04	24.39	0.389	0.169	<b>C.V</b>
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	<b>35x35</b>	3.33	63.39	28.14	0.440	0.195	<b>C.V</b>
<b>10<sup>ème</sup> étage</b>	<b>35x35</b>	3.33	51.85	60.73	0.284	0.333	<b>C.V</b>

**Tableau VI.2:** Vérification des contraintes de cisaillement (selon B.A.E.L).

**C.V** : Condition vérifié.

➤ Selon RPA99:

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad (\text{Article 7.4.3.2 RPA 99})$$

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$\rho_d$	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)		$\tau_u < \tau_{bu}$ (MPa)
				Plan 1-2	Plan 1-3	
Sous-sol	50x50	0.075	1.875	0.063	0.062	C.V
RDC	50x50	0.04	1	0.101	0.048	C.V
1 <sup>er</sup> étage	50x50	0.04	1	0.249	0.098	C.V
2 <sup>ème</sup> étage	45x45	0.04	1	0.294	0.119	C.V
3 <sup>ème</sup> étage	45x45	0.04	1	0.284	0.413	C.V
4 <sup>ème</sup> étage	45x45	0.04	1	0.209	0.195	C.V
5 <sup>ème</sup> étage	40x40	0.04	1	0.354	0.139	C.V
6 <sup>ème</sup> étage	40x40	0.04	1	0.403	0.167	C.V
7 <sup>ème</sup> étage	40x40	0.04	1	0.347	0.343	C.V
8 <sup>ème</sup> étage	35x35	0.075	1.875	0.389	0.169	C.V
9 <sup>ème</sup> étage	35x35	0.075	1.875	0.440	0.195	C.V
10 <sup>ème</sup> étage	35x35	0.075	1.875	0.284	0.333	C.V

Tableau VI.3: Vérification des contraintes de cisaillement (selon RPA99).

C.V : Condition vérifié.

## VI.2. Calcul des poutres :

### VI.2.1 Définition :

Les poutres sont des éléments structuraux, qui permettent de transmettre les charges et surcharges des planchers aux éléments porteurs.

Les poutres principales sont plus sollicitées par rapport aux poutres secondaires.

### VI.2.2 Les combinaison d'actions :

Les poutres sont calculées à la flexion simple sous deux moments fléchissant, un sur la travée et l'autre au niveau des appuis, les valeurs des moments sont tirées directement de fichier résultats du logiciel SAP 2000 sous les combinaisons suivants :

- $E.L.U : 1.35G + 1.5 Q$
- $E.L.S : G + Q$
- $G + Q + EX$
- $G + Q + EY$
- $0,8G \pm EX$
- $0,8G \pm EY$

### VI.2.3 Le calcul du ferrailage:

#### a) Les armatures longitudinales :

##### ➤ Section d'acier minimale :

- $A_{min}=0,5\%$  de la section brute du béton.

##### ➤ Section d'acier maximale :

- 4% de la section totale en zone courante.
- 6% de la section totale en zone de recouvrement.

##### ➤ La longueur minimal de recouvrement en zone II est de $40\phi$ .

#### b) Les armatures transversales :

$$\begin{cases} \phi_t \leq \min(h/35; \phi_{lim}; b/10) \\ \phi_t \leq \min(450/35; 12; 350/10)mm \Rightarrow \text{On prendra } \phi_t = 8 \\ \phi_t \leq 12 \end{cases}$$

##### ➤ L'espacement des armatures proposé par le RPA :

##### • Zone nodale:

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi_{lim}) \Rightarrow S_t = 8cm$$

##### • Zone courante:

$$S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 15cm$$

$$\begin{cases} A_{t \min} = 0,003.S_t.b. \\ A_{t \min} = 0,003.15.35 \end{cases} \Rightarrow A_{t \min} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

Avec :

$b$  : Largueur de la poutre.

$S_t$  : Espacement max entre les armatures transversales.

Soit :  $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

La longueur de recouvrement =70cm.

### c) Les résultats du ferrailage :

- **Tableau VI.4 : Poutre principale (40x50)**

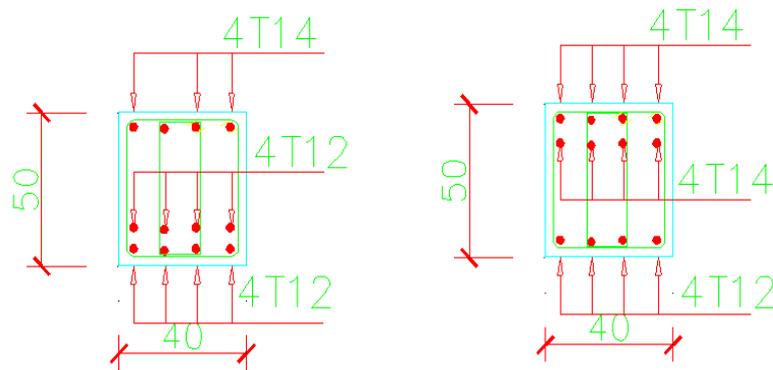
<i>Résultats de calcul</i>	<i>Appuis</i>	<i>Travée</i>
<b><i>Amin(RPA) cm<sup>2</sup></i></b>	<b>10</b>	
<b><i>A Calculé cm<sup>2</sup></i></b>	10,65	8,34
<b><i>Choix des barres</i></b>	<b>4T16 Fil + 4T14chap</b>	<b>4T16 Fil + 4T12chap</b>

- **Tableau VI.5 :Poutre secondaire (30x35)**

<i>Résultats de calcul</i>	<i>Appuis</i>	<i>Travée</i>
<b><i>Amin(RPA) cm<sup>2</sup></i></b>	<b>5.25</b>	
<b><i>A Calculé cm<sup>2</sup></i></b>	10,12	4,05
<b><i>Choix des barres</i></b>	<b>4T14 Fil + 4T12chap</b>	<b>4T14 Fil</b>

- **Tableau VI.6 :Poutre palière (30x35)**

<i>Résultats de calcul</i>	<i>Appuis</i>	<i>Travée</i>
<b><i>Amin(RPA) cm<sup>2</sup></i></b>	<b>5.25</b>	
<b><i>A Calculé cm<sup>2</sup></i></b>	8,26	4,21
<b><i>Choix des barres</i></b>	<b>4T14 Fil + 4T12chap</b>	<b>4T14 Fil</b>



FigVI.4: Exemple du ferrailage de poutre .

### VI.3. Calcul des voiles :

#### VI.3.1 Définition :

Les voiles sont des éléments verticaux assurant essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations et sont chargés de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme et au vent.

#### VI.3.2 Les combinaison d'actions :

Ils seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, le ferrailage vertical sera calculé à la flexion composée sous un effort normal de compression  $N$  et des moments de flexion  $M_{33}$  et  $M_{22}$  respectivement suivant les plans  $xy$  et  $xz$ , tandis que le ferrailage horizontal sera calculé pour résister à l'effort tranchant  $V_2$ . Les sollicitations de calcul seront tirées à partir du logiciel **SAP2000** sous les combinaisons d'actions suivantes :

- $E.L.U : 1.35G + 1.5 Q$
- $E.L.S : G + Q$
- $G + Q + EX$
- $G + Q + EY$
- $0,8G \pm EX$
- $0,8G \pm EY$

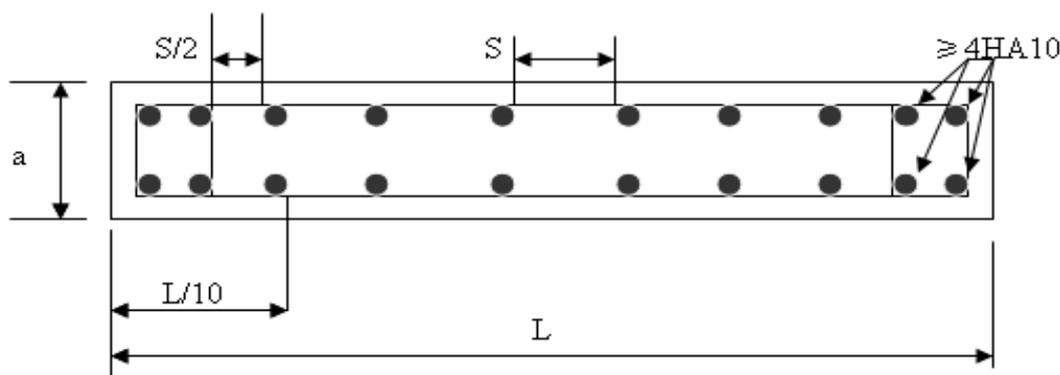
### VI.3.3 Le calcul du ferrailage:

Il faut satisfaire certaines conditions préconisées par le *RPA99v2003*:

#### a) Ferrailage vertical : (*art 7.7.4.1. RPA*)

Ces armatures sont destinées à reprendre les effets de la flexion composée, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ils doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas supérieur à l'épaisseur de voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.
- A chaque extrémité l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur  $l/10$  de la largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15cm.



**Figure VI .5 :** Disposition des armatures verticales dans les voiles

#### b) Ferrailage horizontal : (*art 7.7.4.2. RPA*)

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 90° ayant une longueur de 10

#### c) Règles communes : (*art 7.7.4.3. RPA*)

##### ➤ Section minimale d'armatures :

- 0,15 % de la section globale du voile
- 0,10 % en zone courante
- Espacement des aciers horizontaux et verticaux :

$$St \leq \min(1,5a; 30\text{cm})$$

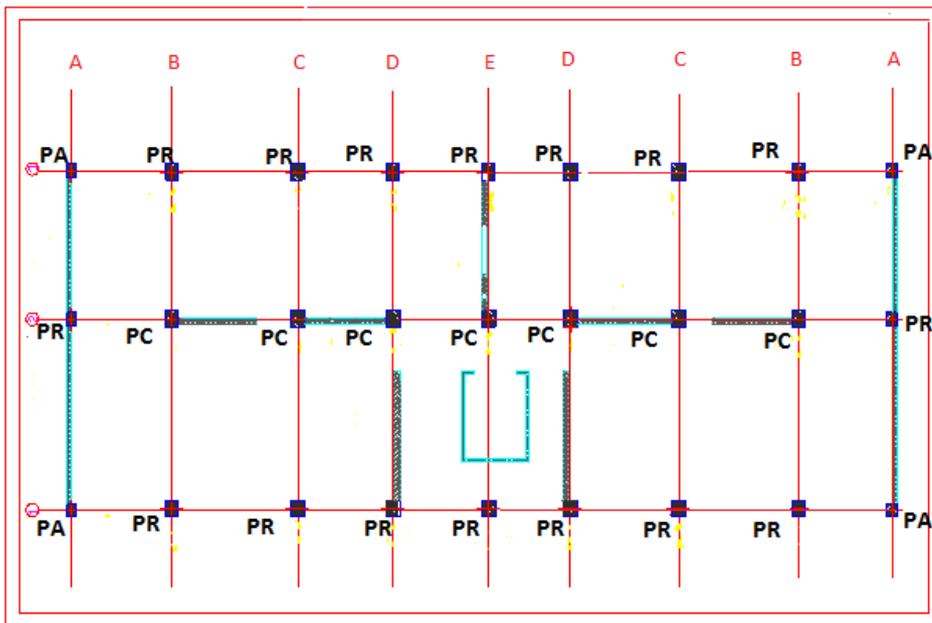
a : épaisseur du voile

➤ **Longueur de recouvrement :**

40  $\Phi$  : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20  $\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**d) Plan de repérage des voiles :**



**Figure VI.6** Plan de repérage des voiles.

**e) Exemple de calcul :**

Nous allons détailler le calcul du voile « V2 » du RDC de section  $(15 \times 600) \text{ cm}^2$ , ce dernier sera calculé verticalement dans les deux plans en envisageant les cas de figure suivants :

$N_{max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

$M_{max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

➤ **Plan 1-2 : (Le cas :  $N_{max} / M_{cor}$ )** Pour une section  $(15 \times 600)$

On va détailler le cas qui donne la section d'acier la plus importante tel que :

$$\begin{cases} N_{max} = 957,533 \text{ KN} \\ M_{cor} = 15,43 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$e_A = \text{Max}(2 \text{ cm} ; L/250) = 2.4 \text{ cm}$$

$$\text{Excentricité additionnelle} = 2.4 \text{ cm}$$

- **Excentricité du 1<sup>er</sup> ordre à l'ELU :**

$$e_1 = (M / N) + e_A = 0.04m$$

- **Sollicitation ultimes corrigées par le flambement :**  
**Elancement géométrique :**

$$l_f = 0.7l_0 = 1,96m$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{1,96}{6} = 0.32m$$

$$20 \cdot \frac{e_1}{h} = 20 \times \frac{0,04}{6} = 0.13$$

$$\frac{l_f}{h} < \max(15; 0.13) \rightarrow CV$$

- **Calcul en flexion composée en tenant compte d'excentricité du second ordre forfaitairement.**

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \Rightarrow \alpha = 0,85$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha \phi) \Rightarrow e_2 = 0,001m$$

Avec ( $\phi=2$ ) le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est pris généralement égal à 2.

- **Sollicitation ultime corrigée par le calcul en flexion composée:**

$$\begin{cases} M_{uc} = N(e_1 + e_2) = 61.006KN.m \\ e_0 = e_1 + e_2 = 0,041m \end{cases}$$

- **Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :**

$$\begin{cases} e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 2.44m \\ M_{ua} = N \cdot e_a = 2336,38KN.m \end{cases}$$

- **Calcul de  $\mu_{bc}$  et  $\mu_{bu}$  :**

$$\mu_{bc} = \left(0,8 \frac{h}{d}\right) \left(1 - \frac{0,4h}{d}\right) = 0.493$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,248$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$  La section est partiellement tendue, donc le calcul se fait à la flexion simple.

- **Excentricité a ELS :**

$$e_{0ser} = (M_{ser}/N_{ser}) = 0.02m$$

- **Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :**

$$\begin{cases} e_a = e_{0,ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 2.42m \\ M_{sera} = N_{ser} \cdot e_a = 1122,35KN.m \end{cases}$$

- **Calcul des aciers en flexion simple :**

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = 1,78$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0.429$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \Rightarrow Z_b = 4.59m$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b \cdot f_{ed}} = 9,65cm^2$$

- **Armature en flexion composée:**

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A - \frac{N_u}{\sigma_{se}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ A = 17.29 - \frac{1487.958 \times 10}{348} = -18,09cm^2 \end{cases}$$

La section d'acier est négative donc on adopte la section minimale.

- **Plan 1-3 : (Le cas :  $N_{max} / M_{cor}$ )** Pour une section (600 x 15)

On va détailler le cas qui donne la section d'acier la plus importante tel que :

$$\begin{cases} N_{max} = 869,14KN. \\ M_{cor} = -18,14KN.m \end{cases}$$

$$e_A = \text{Max}(2cm ; L/250) = 2cm$$

Excentricité additionnelle = 2 cm

- **Excentricité du 1<sup>er</sup> ordre à l'ELU :**

$$e_1 = (M / N) + e_A = 0.04m$$

- **Sollicitation ultimes corrigées par le flambement :**  
**Elancement géométrique :**

$$l_f = 0.7l_0 = 1,96m$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{1,96}{0.15} = 13,06m$$

$$20 \cdot \frac{e_1}{h} = 20 \times \frac{0,04}{0,15} = 5,33$$

$$\frac{l_f}{h} < \max(15; 5,33) \rightarrow CV$$

- Calcul en flexion composée en tenant compte d'excentricité du second ordre forfaitairement.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \Rightarrow \alpha = 0,86$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha \phi) \Rightarrow e_2 = 0,028m$$

Avec ( $\phi=2$ ) le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est pris généralement égal à 2.

- Sollicitation ultime corrigée par le calcul en flexion composée:

$$\begin{cases} M_{uc} = N(e_1 + e_2) = 59,10KN.m \\ e_0 = e_1 + e_2 = 0,068m \end{cases}$$

- Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,128m \\ M_{ua} = N \cdot e_a = 111,24KN.m \end{cases}$$

- Calcul de  $\mu_{bc}$  et  $\mu_{bu}$  :

$$\mu_{bc} = \left(0,8 \frac{h}{d}\right) \left(1 - \frac{0,4h}{d}\right) = 0,493$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,06$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$  La section est partiellement tendue, donc le calcul se fait à la flexion simple.

- Excentricité a ELS :467,4414 15,22

$$e_{0ser} = (M_{ser}/N_{ser}) = 0.032m$$

- Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,092m \\ M_{sera} = N_{ser} \cdot e_a = 43KN.m \end{cases}$$

- *Calcul des aciers en flexion simple :*

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = 1,2$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0.23$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \Rightarrow Z_b = 0.114m$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b \cdot f_{ed}} = 9,4cm^2$$

- *Armature en flexion composée:*

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A - \frac{N_u}{\sigma_{se}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ A = 9,4 - \frac{869,14 \times 10}{348} = -15,57cm^2 \end{cases}$$

La section d'acier est négative donc on adopte la section minimale.

- *Section minimale :*

$$\text{Selon BAEL : } A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 11.64cm^2$$

$$\text{Selon RPA 99: } A_{\min} = 0,15\%bh = 13,5cm^2$$

$$A_{\min} < A,$$

On prend alors  $A = 15,57cm^2$

**Soit : T12 avec un espacement de 15cm.**

Pour les autres types de voiles on va suivre la même procédure qui donne les résultats suivants

Voile	Section (m <sup>2</sup> )	Plans	Section d'acier																																			
			A inf. (cm <sup>2</sup> )	A sup (cm <sup>2</sup> )	Amin B.A.E.L (cm <sup>2</sup> )	Amin RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	St (cm)																														
V1	0,15x6	Plan 1-2	-18,09	0	11,64	13,5	T12	15																														
		Plan 1-3	-15,57	0					V2	0.15x4,5	Plan 1-2	-15.47	0	8,73	10.12	T12	15	Plan 1-3	-2.20	0	V3	0.15x3.15	Plan 1-2	-8.04	0	6.11	7,08	T12	15	Plan 1-3	-1.24	0	V4	0.15x2,53	Plan 1-2	0.855	0	4,9
V2	0.15x4,5	Plan 1-2	-15.47	0	8,73	10.12	T12	15																														
		Plan 1-3	-2.20	0					V3	0.15x3.15	Plan 1-2	-8.04	0	6.11	7,08	T12	15	Plan 1-3	-1.24	0	V4	0.15x2,53	Plan 1-2	0.855	0	4,9	5,7	T12	15	Plan 1-3	-1.24	0						
V3	0.15x3.15	Plan 1-2	-8.04	0	6.11	7,08	T12	15																														
		Plan 1-3	-1.24	0					V4	0.15x2,53	Plan 1-2	0.855	0	4,9	5,7	T12	15	Plan 1-3	-1.24	0																		
V4	0.15x2,53	Plan 1-2	0.855	0	4,9	5,7	T12	15																														
		Plan 1-3	-1.24	0																																		

**Tableau VI.7:** Ferrailage verticale des voiles.

➤ **Calcul des armatures horizontales résistant à l'effort tranchant :**

**Selon le BAEL :** (chap. 7 Art 3-1)

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} K}{0.8f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

$\tau_u$  : Contrainte tangente conventionnelle.

Avec :

$S_t$  : Espacement d'armatures. 15

$f_{tj}$  : Résistance à la traction. 2,1

$f_e$  : Limite élastique. 400

$k=0$  : (Dans notre cas, nous n'avons pas de reprise de bétonnage).

- **Selon le RPA :** (Art 7.7.2 du RPA99 V2003)

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

$$\bar{V} = 1.4 \times V_{2u}$$

$b_0$  : Épaisseur du voile.

$d$  : Hauteur utile =  $0.9 \times h$

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

D'autre part le RPA 99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- $A_{\min} = 0.15\%$  Globalement dans la section du voile
- $A_{\min} = 0.10\%$  En zone courante

**Exemple de calcul**

$V = 279,32 \text{ KN}$  pour le voile « V2 » du RDC

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} = \frac{1.4 \times 279,32 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.9 \times 6} = 0.482 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.482 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

**Selon BAEL :**

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8f_e}$$

$S_t \leq \min(1.5a, 30\text{cm})$  Soit:  $S_t = 15\text{cm}$ .

$A_t \geq (0.15 \times 0.15 \times 0.482 \times 10^4) / (0.8 \times 400) \Rightarrow A_t \geq 0.338 \text{ cm}^2$  pour un espacement de 15cm.

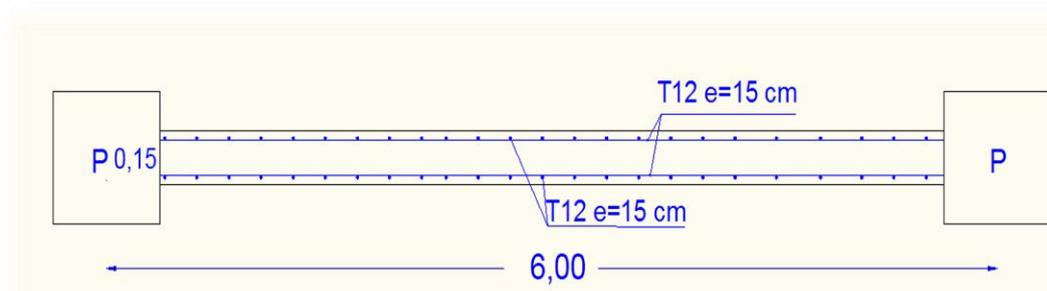
**Selon RPA**

$$A_{t_{\min}} = 0.15\% \times 15 \times 600 = 13,5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend un ferrailage horizontal en T12 avec e=15cm

Voile	Section (m <sup>2</sup> )	T(KN)	$\tau_u$ (Mpa)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> ) calculée	Amin RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	St (cm)
V1	0.15x6,00	111.93	0.482	0.338	13,5	T12	15
V2	0.15x4,5	158.88	0.228	0.22	10.12	T12	15
V3	0.15x3.15	132.19	0.194	0.17	7,08	T12	15
V4	0.15x2,53	132.19	0,163	0.14	5,7	T12	15

**Tableau VI.8:** Ferrailages horizontale des voiles.



**Figure VI .7 :** Exemple de ferrailage d'un voile.

## VII.1. ETUDE DES FONDATIONS :

### VII.1.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges de la superstructure vers le sol sur lequel elle repose. Elles servent à :

- réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges.
- Limiter les tassements des sols.

### VII.1.2. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars, la première approche de semelle filante et filante croisées nous conduit à des dimensions très importantes (largeur de semelle) favorisant ainsi le chevauchement des bulbes de pression sous semelles voisines engendrant inévitablement l'instabilité de l'ouvrage pour ce type de sol.

Notre choix portera sur un radier nervuré, qui est un système de fondation composé d'une dalle occupant la totalité de la surface de l'emprise de la structure et des nervures, il présente les avantages suivants :

1. Une bonne répartition des charges.
2. Evite les tassements différentiels importants.
3. Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
4. Rapidité d'exécution.

### VII.1.3. Justification du choix de fondations :

Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol.
- Le type de la structure.
- Les charges transmises au sol.
- L'aspect économique.

- **Confirmation du choix :**

Si nous proposons en premier lieu des semelles filantes, la surface minimale nécessaire pour que celles-ci transmettent au sol une contrainte inférieure à la contrainte admissible :

$$S_s \succ \frac{N_{Ser}}{\sigma_s}$$

$S_s$  : est la surface des semelles.

$\sigma_{sol}$ : contrainte admissible du sol.

$N_{ser}$  : La somme des efforts normaux apportés par poteaux et voiles à la base à l'ELS

- **Calcul de la surface des semelles :**
- $P_m = 0,2.2.8.10.50 .2500 = 14700kN$
- $N_t = 41818,346 + 14700 = 56518.346 kN$
- $N_t = \sum Ni + P_m$
- $P_m$  : poids du voile

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow S_s = \frac{56518.346}{200} = 282,591 \text{ m}^2$$

Le rapport entre  $S_s$  et  $S_t$  (Surface total du bâtiment) est déterminant pour le choix du type de fondation:

$$\frac{S_s}{S_t} = \frac{282.591}{257.775} \times 100 = 109.627\% \rightarrow \text{Donc, il serait plus intéressant d'orienter notre choix sur un radier général.}$$

#### VII.1.4. Etude du radier général :

##### ❖ Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à prendre en compte lors du calcul des poteaux sont :

- $1.35 G + 1.5 Q$  *ELU*
- $G + Q$  *ELS*
- $G + Q + EX$
- $G + Q + EY$
- $0.8 G \pm EX$
- $0.8 G \pm EY$

##### ❖ Pré-dimensionnement :

Le radier est assimilé à un plancher renversé soumis à la réaction uniforme du sol. Ce radier est supposé infiniment rigide, son pré-dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Pr dimensionnement de la Nervure : Condition forfaitaire :**

La nervure prend dans ce cas une section en T avec :

- $L_{max} = 6 \text{ m.}$
- La hauteur de la nervure :  $\frac{L_{max}}{8} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow \frac{6}{8} \leq h_t \leq \frac{6}{5} \Rightarrow 0.75m \leq h_t \leq 1.2m.$   
On prend :  $h_t = 1m.$
- La largeur de la nervure :  $b_0 = b_{poteau} = 0.50 \text{ m}$

- Les débords :  $D \geq \max\left\{\frac{h_t}{2}, 30\text{cm}\right\}$

$$D \geq \max\left\{\frac{100}{2} = 50\text{cm}, 30\text{cm}\right\}$$

Le débord adopté dans notre cas : **D = 25cm**.

- Pré-dimensionnement de l'hourdis :**

$$h_r = h_0 = \frac{L_{\max}}{20} = \frac{6}{20} = 0.3\text{m}$$

On prend :  $h_r = 0,50\text{m}$

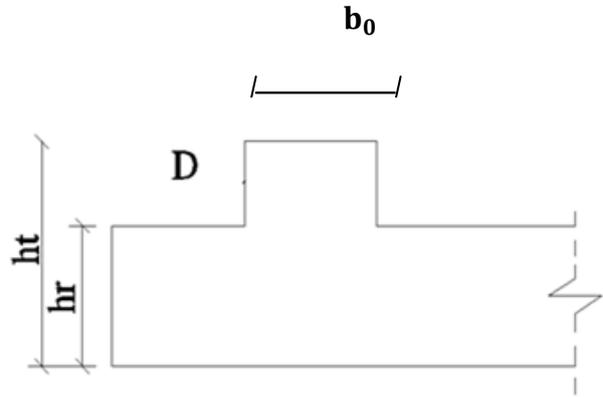


Figure VII.1.:Dimensions du radier

**Conclusion :**

On choisi un radier de dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 100 \text{ cm} \\ h_r = 50 \text{ cm} \\ D = 25 \text{ cm} \\ b_0 = 50\text{cm} \end{array} \right.$$

- Surface minimale du radier

La surface totale du radier :  $S = S_{bat} + S_{deb} = 275.325\text{m}^2$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{sol} = K \cdot \Delta_{\lim} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

**Avec :**

- Coefficient de Ballast :  $K = 40\text{MN}/\text{m}^3$

➤ *Déplacement élastique maximum :*

$$\Delta_{\max} = 0.00149 \text{ m}$$

$$\sigma = Kx\Delta_{\max} = 40x0.00149 \text{ m} = 0.06\text{MPa} \leq 0,2\text{MPa} \quad (\text{C.V})$$

### VII.1.5.Modélisation du radier :

Le calcul des efforts sollicitant le radier est obtenu en modélisant celui-ci en éléments plaques solidaires à des barres représentant les nervures, chargés par les réactions du sol (engendrées par des efforts ramenés à la superstructure au moyen des poteaux), l'ensemble est appuyé sur des appuis élastiques.

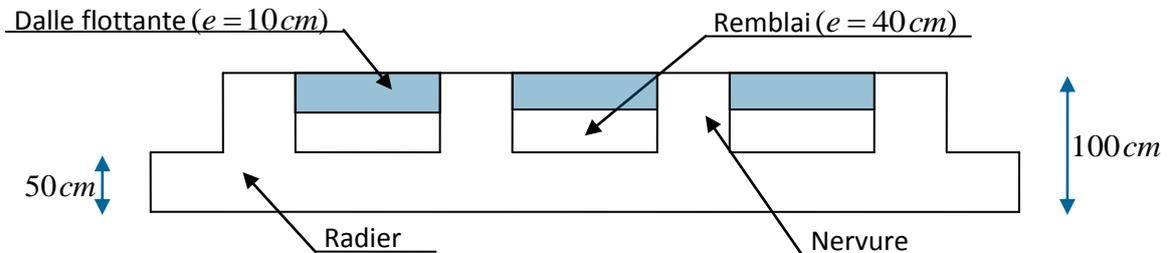


Figure VII.2 : Coupe transversale sur radier.

#### ❖ Ferrailage des nervures :

##### Exemple de calcul :

La nervure est calculée en flexion simple en fissuration peu préjudiciable avec les sollicitations suivantes :

#### ◆ Sollicitations à ELU :

En appuis:  $Ma = 536.670 \text{ KN m}$

En travée :  $Mt = 709.183 \text{ KN m}$

Effort tranchant :  $T = 641.03 \text{ KN}$

#### ◆ Ferrailage : Le ferrailage est calculé selon les règles **B.A.E.L.91**

- En travée : la section est considérée en T

Déterminations de la largeur de la table de compression :

La hauteur du nervure  $ht = 100 \text{ cm}$

Epaisseur de la dalle de compression  $h_0 = 50 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \left[ \frac{L_1 - b_0}{2}; \frac{L}{10} \right]$$

Avec :  $L = 510 \text{ cm}$ ,  $b_0 = 55 \text{ cm}$ .

Longueur de la nervure  $L_1 = 510 - 55 = 455 \text{ cm}$

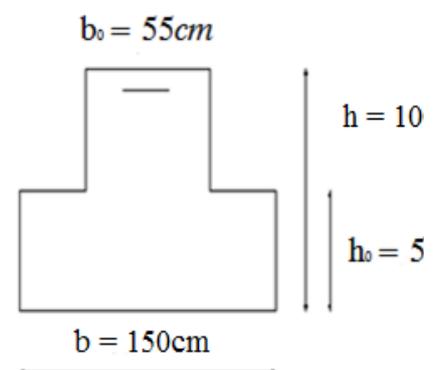


Figure VII.3:Section de calcul

$$b_1 = \min \left[ \frac{455-55}{2}; \frac{455}{10} \right], b_1 = \min [200; 45.5] \text{ on choisit } b_1 = 47.5 \text{ cm}$$

$$b = 2xb_1 + b_0 = 2x47.5 + 55$$

$$b = 150 \text{ cm.}$$

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$M_{tu} = 1.50 \times 0,5 \times \left( 0,9 - \frac{0,5}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3 = 6922.5 \text{ KN.m}$$

$M_t > M_t \longrightarrow$  étude d'une section rectangulaire  $(b_0 \times h) = (55 \times 100) \text{ cm}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{709.183 \times 10^{-3}}{0,55 \cdot (0,9)^2 \cdot 14,2} = 0,112$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,9(1 - 0,6 \cdot 0,112) = 0,840 \text{ m}$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{709.183 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,840 \times 348} = 24.28 \text{ cm}^2$$

- **En appuis : la section considérée est rectangulaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{536.67 \times 10^{-3}}{0,55 \cdot (0,9)^2 \cdot 14,2} = 0,085$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,9(1 - 0,6 \cdot 0,085) = 0,854 \text{ m}$$

$$A_{ua} = \frac{M_{uapp}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{536.67 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,854 \cdot 348} = 18.05 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

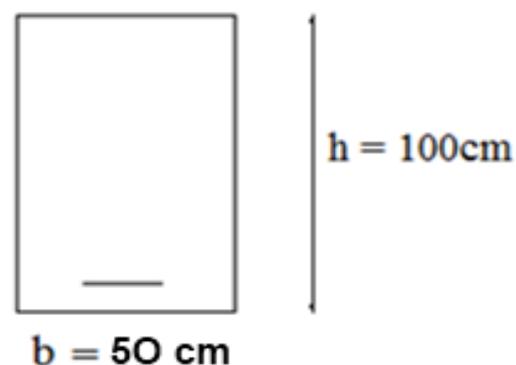
- **Selon BAEL :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 50 \cdot 90 \cdot \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 5.43 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} > A_{\min}$  (condition vérifiée en appuis et en travée)



**Figure VII.4:** Section de calcul en appuis.

- **Selon RPA :**

$$A_{\min} = 0,5\% b.h$$

$$A_{\min} = 27.5\text{cm}^2$$

En toute section, la section totale adoptée est supérieure à la section minimale préconisée par le RPA99.

Donc on adopte un ferrailage en travée : 4T20 filantes + 4T20chapeaux soit une section de  $25.14\text{cm}^2$  et un ferrailage en appuis : 4T20 filantes + 4T14 chapeaux soit une section de  $18.73\text{cm}^2$ .

- **Vérification des efforts tranchants**

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{641.03 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,9} = 1.42\text{MPa}$$

$$\tau_{\lim} = \min(0,13 f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{\lim} \rightarrow CV$$

- **Vérification des contraintes :**

- **en appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{536.670}{390.368} = 1,37$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,111$$

$$\alpha = 0,111 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$$

- **en travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{709.183}{516.894} = 1,37$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,149$$

$$\alpha = 0,149 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$$

- **Armatures transversales:**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s} \leq \frac{\tau_{u0} - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Flexion simple.

Reprise de bétonnage :

$$\Rightarrow K = 1, \quad \alpha = 90^\circ \text{ (Armature droite)} \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1.$$

$$\Rightarrow \text{Sachant que: } f_{et} = 400 \text{ MPa..(HA)}$$

$$\frac{A_t}{st} \geq \frac{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_{u0} - 0,3 K f_{t28})}{0,9 \cdot f_{et}} = \frac{55 \cdot 1,15 \cdot (1,295 - 0,3 \cdot 2,1)}{0,9 \cdot 400} = 0,117 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

- **Diamètre et espacement des armatures transversal (At) :**

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \begin{array}{l} \phi_t = 16 \text{ mm}, \\ \frac{h}{35} = \frac{1000}{35} = 28,571 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ mm} \end{array} \right)$$

Soit :  $\phi_t = \phi_8 = 8 \text{ mm} < 16 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$

D'où pour quatre brins d'armatures transversales (2 cadre) :

$$4T8 \Leftrightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement maximal :**

$$\overline{St} \text{ max} = \text{Min} \left( \begin{array}{l} 40 \text{ cm} \\ 15 \phi_{\text{min}} = 24 \text{ cm..si } A' \neq 0 \text{ (Non.concerné)} \end{array} \right)$$

$$\overline{St} \text{ max} = 40 \text{ cm}$$

**Remarque :**

St=10cm En zone nodale

St=15cm En zone courante

- **Pourcentage minimal des Armatures transversales (At):**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot st} \cdot f_{et} \geq 0,4 \Rightarrow \frac{A_t}{st} \geq \frac{0,4 \cdot 55}{400}$$

$$\frac{A_t}{st} \geq 0,055$$

$$\frac{A_t}{st} \geq 0,117 \text{ cm}^2 / \text{cm} > 0,055 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

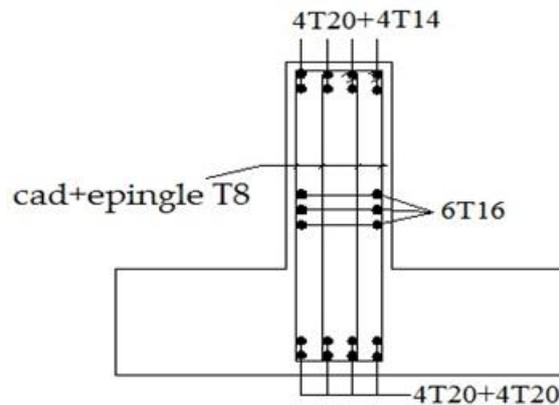
Section (cm <sup>2</sup> )	axe	Section d'armature		A <sub>min</sub> Selon R.P.A (cm <sup>2</sup> )	Barres choisies	
		En travée	En appui		En travée	En appui
		A (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )			
50×100	x-x	23.29	13,57	27.5	4T20fil+4T20chap A=25,57 cm <sup>2</sup>	4T20fil+2T16chap A=16,59 cm <sup>2</sup>
50×100	y-y	24.28	18,05	27.5	4T20fil+4T20chap A=25,57 cm <sup>2</sup>	4T20fil+4T14chap A=18,73 cm <sup>2</sup>

**Tableau VII.1 :** Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures.

- **Armatures de peau :**

$$A_c > 0.002 * b_0 * h == 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 6T16 avec A = 12,06cm<sup>2</sup>



**Figure VII.5:** Ferrailage des nervures..

- ❖ **Ferrailage de l'hourdis :**

Le ferrailage se fait en flexion simple

- *Moments dans les panneaux*
- *Exemple de calcul :*

Le ferrailage est calculé en flexion simple en fissuration peu préjudiciable selon le règlement **B.A.E.L.91**

On prend comme exemple de calcul une bande P1 suivant la direction X et P2 suivant la direction Y, ces dernières seront calculées en flexion simple.

- *Sens-X : bande (MSX6) [axe 5 (C-D)]*

- ◆ **Sollicitations de calcul**

*En appuis:*  $M_a = 286.246 \text{ KN} \cdot \text{m}$

*En travée :*  $M_t = 221.186 \text{ KN} \cdot \text{m}$

**Effort tranchant :  $T = 462.48 \text{ KN}$**

◆ **Ferrailage**

▪ **En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,039$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,44m$$

$$A_{ut} = \frac{M_{uapp}}{Z_b \cdot f_{ed}} = 18.59cm^2$$



**Figure VII.6 : Section de calcul sens X**

Ferrailage adopté : **T14** e=15cm soit une section totale de  $24.64 \text{ cm}^2$  (16T14 sur une largeur de 3m).

▪ **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{221.186 \times 10^{-3}}{3.55 \times 0,45^2 \times 14.2} = 0,021$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,45(1 - 0,6 \cdot 0,021) = 0,44m$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{221.186 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,44 \times 348} = 14.30cm^2$$

Ferrailage adopté : **T14** e = 15cm soit une section totale de  $24.64 \text{ cm}^2$  (16T14 sur une largeur de 3m).

▪ **Section minimale** : selon le BAEL

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{2.1}{400} \cdot 2,55 \cdot 0,45 \cdot 10^4$$

$$A_{min} = 13.86cm^2$$

Donc le ferrailage adopté en appuis et en travée est supérieur à la section minimale.

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = 0.403MPa$$

$$\tau_{lim} = \min(0,13 f_{c28}; 5MPa) = 3.33MPa$$

$$\tau_u < \tau_{lim} \rightarrow CV$$

### ▪ Vérification des contraintes

#### En appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = 1,37$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,050$$

$$\alpha = 0,050 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$$

#### En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = 1,37$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,026$$

$$\alpha = 0,026 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$$

- *Sens-Y : bande (MSY3) [axe B (3-4)]*

#### ◆ Sollicitation de calcul

*En appuis :*  $M_a = 298.637 \text{ KN m}$

*En travée :*  $M_t = 325.453 \text{ KN m}$

*Effort tranchant :*  $T = 435.64 \text{ KN}$

#### ◆ Ferrailage

##### ▪ En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{298.637 \times 10^{-3}}{1.77 \times 0.45^2 \times 14,2} = 0,058$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,45(1 - 0,6 \cdot 0,058) = 0,43 \text{ m}$$

$$A_{uapp} = \frac{M_{uapp}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{298.637 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,43 \cdot 348} = 19,75 \text{ cm}^2$$

Ferrailage adopté : **T16** e = 15cm soit une section totale de 20.11 cm<sup>2</sup> (10T16 sur une largeur de 1.8m).



**Figure VII.7 :** Section de calcul sens Y

- **En travée**

$$\mu_{bu} = 0,063$$

$$Z_b = 0.43m$$

$$A_{ut} = 21.60cm^2$$

Ferrailage adopté : e = 15cm soit une section totale de 25.01 cm<sup>2</sup> (6T20 + 4T14 sur une largeur de 1.8m).

- **Section minimale** : selon le BAEL

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

$$A_{min} = 9.78cm^2$$

Donc le ferrailage adopté en appuis et en travée est supérieur à la section minimale.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{435.64 \times 10^{-3}}{1.8 \times 0.45} = 0.538MPa$$

$$\tau_{lim} = \min(0.13f_{c28}; 5MPa) = 3.33MPa$$

$$\tau_u < \tau_{lim} \rightarrow CV$$

- **Vérification des contraintes**

**En appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{298,637}{216,717} = 1,37$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,075$$

$$\alpha = 0,075 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$$

**En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{325,453}{237,211} = 1,37$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,081$$

$$\alpha = 0,081 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$$

**Remarque :** les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Bandes	axe	Section d'armature		$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres et d'espacement	
		En travée	En appui		En travée	En appui
		A (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )			
P1	x-x	14.30	18,59	13.86	16T14 A=24.64 cm <sup>2</sup> e = 15cm	16T14 A=24.64 cm <sup>2</sup> e = 15cm
P2	y-y	21.60	19,75	9.78	6T20 + 4T14 A=25.01 cm <sup>2</sup> e = 15cm	10T16 A=20.11 cm <sup>2</sup> e = 15cm

**Tableau VII.2 :** Tableau récapitulatif du ferrailage du radier.

### **Conclusion :**

L'étude de mon projet de fin d'études qui s'intéresse à la conception et au calcul d'un bâtiment d'habitation R+10+s/sol contreventé par des voiles en béton armé, m'a permis d'exploiter tout ce que j'ai étudié durant les années de spécialité en Génie Civil et j'ai des observations et des constatations déduites des différents chapitres de ce mémoire.

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères à savoir, la résistance, la sécurité et l'économie.

➤ **La résistance:**

Vu les résultats de calcul obtenus, ma structure est vérifiée toutes les conditions de résistance, et elle est considérée comme une structure stable et rigide.

➤ **La sécurité:**

Toutes les vérifications relatives exigées par les différentes règles de construction (BAEL 91- RPA 99) ont été satisfaisantes.

➤ **L'économie:**

L'économie étant un facteur déterminant et ceci a été traduit dans mon projet par le choix optimum des aciers pour tous les différents éléments résistants.

En fin, l'utilisation de l'outil informatique et les divers logiciels de Génie Civil disponibles, plus particulièrement le SAP 2000, m'a permis d'optimiser les éléments résistants par la modélisation de ma structure vis-à-vis de l'action sismique.

J'espère que ce projet sera une base et un point de départ pour ma vie professionnelle.

# **ANNEXE A**

## *Références Bibliographiques*

---

### *Références Bibliographiques*

[BAEL, 91] Béton Armé aux Etats Limites 91modifié 99, DTU associés, par JEAN Pierre Mougine, deuxième Edition Eyrolles 2000.

[DTR2.2,88] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS 1988.

[RPA,03] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS, 2004.

[Cours pratique de mécanique des sols], par jean COSTET, Guy SANGLERAT ; tome2.

[Etude d'un bâtiment a usage d'habitation et commercial« SS+RDC+09 étages » en Béton Armé,2012] ,par CHAKOURI Benamar,BESSAID Mohammed Ibrahim, projet fin d'études, sous direction de HOUTI F.B, Département de génie civil, faculté de technologie, Université A .Belkaid ,Tlemcen(Algerie).

[Calcul des ouvrages en béton arme, 2004] ,par Y.Cheraït,Office des publications universitaires,Ben-Aknoun(Alger).