

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE.  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE.

UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET.



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES.

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL.

**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master.**

**Spécialité :** Génie Civil

**Option :** Structures

**Présenté par :**

Aït Abderrahim Rafik.

Sujet du mémoire

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation en R+7  
implanté à Blida.**

Soutenu publiquement le : .../... /2023 devant le jury composé de :

M<sup>f</sup> Mimouni Mohamed.

Président.

M<sup>me</sup> Kharroubi Lamia.

Encadreur.

M<sup>f</sup> Klouche Djedid Ibrahim.

Examineur.

M<sup>f</sup> Abada Ghanem.

Examineur.

M<sup>f</sup> Benyamina Abdelrahmane.

Examineur.

PROMOTION : 2022/2023.

## **Remercîments.**

*Mes plus vifs remerciements vont en premier lieu à Madame Mimouni qui m'a proposé le présent sujet, de m'avoir encadré et dirigé attentivement dans ce projet de fin d'étude.*

*Je remercie mes parents, ma famille et mes proches qui sont un exemple et une source d'inspiration pour moi et qui ont toujours cru en mes compétences.*

*Je tiens à remercier tous les membres du jury qui ont consacré une partie de leurs précieux temps à examiner mon travail de fin d'étude.*

*Sans oublier tous les enseignants qui ont contribué à faire évoluer mon parcours scolaire et universitaire.*

## **Dédicaces.**

*Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui m'ont guidé et soutenu durant les moments les plus difficiles de ce long parcours.*

*Je remercie mon encadreur M<sup>me</sup> Mimouni et tous les enseignants qui ont contribué à enrichir mon savoir le long de mon cursus universitaire.*

*Sans oublier tous mes proches.*

## **Résumé :**

Dans le cadre de la préparation de la soutenance du projet de fin d'étude, j'ai étudié un bâtiment constitué d'un RDC et sept étages à usage d'habitation.

Ce projet est implanté à Blida qui est classée en zone de sismicité élevée (Zone III). La stabilisation du bâtiment est assurée par un système de portique auto stable contreventé par des voiles. Le choix des différents éléments constituant la structure est fait conformément aux règlements utilisés actuellement en Algérie (RPA99V2003, BAEL91 modifié99).

Ce projet est structuré comme suit :

Première partie : Une description générale du projet (caractéristiques géométriques, lieu d'implantation...etc.), ensuite le pré-dimensionnement des éléments de l'ouvrage, et enfin la descente des charges.

Étude dynamique de la structure a été faite à l'aide du logiciel etabs 9.7.4 et du (RPA 99/V2003), calcul et ferraillement et je termine par une étude de l'infrastructure (fondation de type radier général).

## **Abstract :**

As part of the preparation for my end-of-study project defense, I studied a building consisting of a ground floor and seven upper floors for residential use.

The project is located in Blida, which is classified as a high seismicity zone (Zone III). The building's stabilization is ensured by a system of self-stabilizing gantries braced by walls. The choice of the various elements making up the structure is made in accordance with the regulations currently in use in Algeria (RPA99V2003, BAEL91 modifié99).

This project is structured as follows:

First part: A general description of the project (geometrical characteristics, location... etc.), then the pre-dimensioning of the structure's elements, and finally the load descent.

Dynamic study of the structure was carried with using etabs 9.7.4 software and (RPA 99/V2003), calculation and reinforcement and I finish with a study of the infrastructure (general raft type foundation).

ملخص :

كجزء من التحضير للدفاع عن مشروع نهاية الدراسة ، قمت بدراسة مبنى مكون من طابق أرضي وسبعة طوابق للاستخدام السكني.

يقع هذا المشروع في البلدية المصنفة كمنطقة زلزالية عالية (المنطقة الثالثة). يتم ضمان استقرار المبنى من خلال نظام جسري مستقر ذاتي مثبت بأشعة. يتم اختيار العناصر المكونة المختلفة للهيكل وفقاً للوائح المستخدمة حالياً في الجزائر RPA 1999 2003V ، تعديل 99/91BAEL).

تم تنظيم هذا المشروع على النحو التالي:

الجزء الأول: وصف عام للمشروع (الخصائص الهندسية ، الموقع ، إلخ) ، ثم التحجيم المسبق لعناصر الهيكل ، وأخيراً خفض الأحمال.

تم إجراء الدراسة الديناميكية للهيكل باستخدام برنامج etabs 9.7.4 و RPA 1999 2003V والحساب والتعزيز وانتهيت بدراسة البنية التحتية (أساس نوع الطوافة العامة).

## **Table de matière.**

Remerciement

ملخص

Résumé

Abstract

Liste des figures

Liste des tableaux

Notations et symboles

Introduction générale ..... 1

### **Chapitre I :**

#### **Présentation du projet.**

I.1. Introduction ..... 3

I.2. Présentation de l'ouvrage ..... 3

I.2.1. Caractéristiques géométriques ..... 3

I.2.2. Données du site ..... 5

I.2.3. Différents éléments de la structure ..... 5

I.3. Caractéristique des matériaux ..... 7

I.3.1. Béton ..... 7

### **Chapitre II :**

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

II.1. Introduction ..... 12

II.2. Pré dimensionnement des poutres ..... 12

II.3. Pré dimensionnement des planchers ..... 13

II.4. Evaluation des charges et surcharges ..... 14

II.5. Pré dimensionnement des poteaux ..... 15

II.6. Pré dimensionnement des voiles ..... 19

II.7. Tableau récapitulatif .....	19
-----------------------------------	----

### **Chapitre III :**

#### **Calcul des éléments.**

III.1. Acrotère .....	20
III.2. Balcons .....	26
III.3. Escaliers .....	30

### **Chapitre IV :**

#### **Calcul des planchers.**

IV.1. Introduction .....	43
IV.2. Pré-dimensionnement des poutrelles .....	46
IV.3. Calcul des poutrelles .....	48
IV.4. Effort tranchant .....	49
IV.5. Effort internes .....	49
IV.6. Calcul des sollicitations .....	50
IV.7. Ferrailage des planchers R.D.C et étages courants .....	54
IV.8. Plancher terrasse .....	62
IV.9. Ferrailage des poutrelles .....	64
IV.10. Moment d'inertie .....	65
IV.11. Ferrailage du plancher terrasse .....	65
IV.12. Ferrailage de la dalle de compression .....	68

### **Chapitre V :**

#### **Etude sismique.**

V.1 Généralités sur les séismes .....	70
V.2 Introduction .....	70
V.3 Calcul sismique .....	70
V.4.1. Vue 3D de la structure .....	71



V.4.2. La disposition des voiles .....	73
V.4.3. Disposition des poutrelles .....	72
V.4.4. Les résultats de l'analyse .....	73
V.4.5. Analyse de la structure mode 1 .....	73
V.4.6. Analyse de la structure mode 2 .....	74
V.4.7. Analyse de la structure mode 3 .....	74
V.5 Interprétation des résultats .....	76
V.6. Calcul du poids de la structure W .....	78
V.7. Les vérifications vis-à-vis du RPA99/2003 .....	78
V.7.1. La résultante des forces sismiques .....	78
V.7.2. Vérification de la période : [RPA99 (version 2003) /4.2.4.4] .....	78
V.7.3. Les coefficients de participation modale .....	79
V.7.4. Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] .....	79
V.7.5. Calcul et vérification des déplacements .....	79
V.7.6. Justification de l'effet P- $\Delta$ .....	80
Conclusion .....	81

## **Chapitre VI :**

### **Etude des portiques.**

VI.1. Introduction .....	82
VI.2. Les combinaisons de calcul .....	82
VI.3. Ferrailage des poutres .....	82
VI.4. Ferrailage des poteaux .....	89

## **Chapitre VII :**

### **Ferrailage des voiles.**

VII.1. Introduction .....	96
---------------------------	----

VII.2. Le système de contreventement .....	96
VII.3. Le principe de calcul .....	97
VII.4. Ferrailage des voiles .....	99
VII.4.1. Ferrailage du premier type de voile .....	100
VII.4.2. Ferrailage du deuxième type de voile .....	100
VII.4.3. Ferrailage du troisième type de voile .....	100
VII.5. Calcul des armatures verticales .....	101
VII.5.1. Calcul des armatures horizontales .....	102
VII.5.2. Calcul des armatures transversales .....	102
VII.6. Vérification à l'ELS .....	102
VII.7. Disposition des armatures .....	103

## **Chapitre VIII :**

### **Etude de l'infrastructure.**

VIII.1. Introduction .....	105
VIII.2. Pré dimensionnement du radier .....	105
VIII.3. Ferrailage du radier .....	108
VIII.3.1. Méthode de calcul .....	108
VIII.3.2. Evaluation des charges .....	108
VIII.3.3. Ferrailage des poutres de libages .....	111
VIII.3.4. Armature de peau .....	114
VIII.3.5. Les vérifications .....	114

## **Conclusion**

### **Références bibliographique**

## LISTE DES FIGURES.

Figure I.1 : Vue en plan de la structure .....	4
Figure I.2 : Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton.....	8
Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS .....	9
Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation d'acier .....	10
Figure II.1 : Plancher à corps creux .....	13
Figure II.2 : Section du poteau le plus sollicité (en m <sup>2</sup> ) .....	15
Figure III.1 : Acrotère .....	20
Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère .....	20
Figure III.3 : Schéma ferrailage de l'acrotère .....	25
Figure III.4 : Calcul du moment avec RDM 6 .....	27
Figure III.5 : Schéma ferrailage du balcon .....	28 - 29
Figure III.6 : vus en plan de l'escalier .....	30
Figure III.7 : Schéma statique .....	30
Figure III.8 : Ferrailage de l'escalier .....	42
Figure III.9 : Ferrailage de la poutre palière .....	42
Figure IV.1 : Plancher à corps creux .....	43
Figure IV.2 : Composition du plancher .....	44
Figure IV.3 : corps creux .....	44
Figure IV.4 : poutrelle en béton armé .....	45
Figure IV.5 : La dalle de compression .....	45
Figure IV.6 : Détaille d'un plancher en corps creux .....	46
Figure IV.7 : coupe d'un plancher à corps creux et schéma explicatif de la poutrelle ...	46
Figure: IV.8. Coupe transversale de poutrelle .....	47
Figure IV.9: Calcul du moment à E.L.U avec RDM6 .....	62
Figure IV.10: Calcul de l'effort tranchant E.L.U avec RDM6 .....	63
Figure IV.11: Résultats effort tranchant et moment fléchissant E.L.U .....	63

Figure IV.12: Calcul du moment à E.L.S avec RDM6 .....	63
Figure IV.13: Résultats moment fléchissant E.L.S .....	64
Figure IV.14 : Ferrailage des poutrelles .....	65
Figure IV.15 : Dessin de ferrailage des poutrelles .....	67
Figure IV.16 : Ferrailage de la dalle de compression .....	68
Figure IV.17 : Ferrailage du plancher corps creux .....	69
Figure V.1 : Vue 3D de la structure .....	71
Figure V.2: Dispositions des voiles de contreventement .....	72
Figure V.3 : Disposition des poutrelles .....	72
Figure V.4: Analyse de la structure Mode 1 (translation) $T = 0,44$ S .....	73
Figure V.5: Analyse de la structure Mode 2 (translation) $T = 0,32$ S .....	74
Figure V.6: Analyse de la structure Mode 3 (rotation) $T = 0,24$ S .....	74
Figure VI.1 : ferrailage des poutres .....	88
Figure VI.2 : Zone nodale .....	94
Figure VI.3 : ferrailage des poteaux .....	95
Figure VII.1 : Schéma du voile + poteau .....	99
Figure VII.2 : Schéma du voile + poteau .....	100
Figure VII.3 : Schéma du voile + poteau .....	100
Figure VII. 4 : Coupe transversal des trois types de voiles .....	103
Figure VII.5 : Vue de face de voile .....	104
Figure VIII.1 : Schéma du panneau le plus défavorable .....	109
Figure VIII.2 : Armatures supérieurs (en travée) .....	110
Figure VIII.3 : Armatures inférieurs (en appuis) .....	111
Figure VIII.4 : Ferrailage des poutres de libages .....	115

## LISTE DES TABLEAUX.

Tableau II.1 : Charges et surcharge du porte à faux (terrasse) .....	14
Tableau II.2 : Charges et surcharge des étages courants .....	14
Tableau II.3 : Charges et surcharge du mur extérieur .....	14
Tableau II.4 : Dégression en fonction du nombre d'étage .....	16
Tableau II.5 : Sections des poteaux et des poutres .....	19
Tableau III. 1 Descente de charge (volée) .....	33
Tableau III. 2 Descente de charge (Palier) .....	33
Tableau IV.1 : Tableau récapitulatifs des sollicitations du plancher .....	54
Tableau IV.2 : Tableau Des moments des efforts tranchants Max .....	64
Tableau IV.3 : Récapitulatif du ferrailage plancher terrasse, R.D.C et étages courants .	67
Tableau V.1 : Résultats de l'analyse .....	73
Tableau V.2 : les déplacements relatifs aux différents niveaux (Sens longitudinal) .....	80
Tableau V.3 : les déplacements relatifs aux différents niveaux (Sens transversal) .....	80
Tableau V.4 : l'effet P- $\Delta$ Sens longitudinal .....	81
Tableau V.5 : l'effet P- $\Delta$ Sens transversal .....	81
Tableau VI.1 : récapitulatif du ferrailage des différents niveaux .....	87
Tableau VI.2 : récapitulatif du ferrailage des différents niveaux .....	87
Tableau VI.3 : récapitulatif du ferrailage des différents niveaux .....	87
Tableau VI.4 : récapitulatif du ferrailage des différents niveaux .....	88
Tableau VI.5 : Armatures minimales et maximales pour les poteaux .....	90
Tableau VI.6 : Sollicitations du premier genre .....	90
Tableau VI.7 : Sollicitations du deuxième genre .....	90
Tableau VI.8 : Ferrailage des poteaux .....	92
Tableau VIII. 1: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal (Rive) ..	112
Tableau VIII. 2: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal (Intermédiaire) .....	113
Tableau VIII. 3 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal .....	114

**Notations et symboles :**

<b>Symboles</b>	<b>Signification</b>
E.L.U	Etat limite ultime.
E.L.S	Etat limite de service.
Cte	Valeur constance.
$A_s$	Section d'aciers.
$A_{s'}$	Section d'aciers comprimés.
$A_{max}, A_{min}$	Section d'acier maximale et minimale.
A.N	Axe neutre.
$A_S$	Armatures supérieures.
$A_t$	Section d'un cours d'armatures transversales.
$B_r$	Section réduite.
$B_O$	Section homogène totale.
$E_S$	Module d'élasticité.
$F_{bc}$	Résultante des efforts de compression dans le béton.
G	Action permanente.
$I_0$	Moment d'inertie de la section totale homogène.
$M_a$	Moment sur appui.
$M_U$	Moment fléchissant à L'E.L.U.
$M_{Ser}$	Moment fléchissant à L'E.L.S.
$M_{ax}$	Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé.
$M_{oy}$	Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle à $l_y$ .
$N_u$	Effort normal ultime.
$N_{Ser}$	Effort normal de service.
$P_u$	Charge concentrée appliquée à L'E.L.U.
$P_{Ser}$	Charge concentrée appliquée à L'E.L.S.
$V_u$	Effort tranchant à L'.L.U.
A	Plus petite dimension d'une section transversale.
a-b	Dimensions en plans d'un poteau.
B	Largeur d'une table de compression.
$b_0$	Largeur d'une section rectangulaire ou de la nervure d'une section en T.
$b_1$	Largeur d'une aile de tension en T.
D	hauteur utile d'une section.
$e_0$	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton.
$f_{cj}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à- j jours.
$f_{c28}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j.
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier.
$f_{tj}$	Résistance conventionnelle à la traction du béton âge de jours

$f_{t28}$	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j.
H	Hauteur totale d'une section.
$h_0$	Hauteur d'une table de compression.
$I$	rayon de giration.
$l_a$	Portée d'ancrage.
$l_f$	hauteur de flambement.
$l_i$	Portée de travée.
$l_r$	Longueur de recouvrement.
$l_s$	Longueur de scellement.
$l_o$	Longueur fictive.
$\eta = 15$	Coefficient d'équivalence.
$S_t$	Espacement des armatures transversales.
$\epsilon_{bc}$	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé.
$\epsilon_s$	Allongement relatif des aciers tendus.
$\epsilon_{sc}$	Raccourcissement relatif des aciers comprimé
$\epsilon_{sl}$	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul ( $f_e / y_s$ ).
$\Pi$	Coefficient de fissuration.
$\lambda$	Élancement géométrique.
$\mu$	Coefficient de frottement acier /béton.
$\nu$	Coefficient de poisson ; effort normal réduit.
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S.
$\sigma_s$	Contrainte de traction de l'acier.
$\tau_U$	Contrainte tangentielle conventionnelle.
$\tau_{SU}$	Contrainte d'adhérence limite.
$\phi$	Diamètre d'une barre.
$\phi_l$	Diamètre d'une barre longitudinale.
$\phi_t$	Diamètre d'une barre transversale.
$\psi, \psi'$	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes.
$\psi_s$	Coefficient de scellement.

### **I.1 Introduction générale :**

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de constructions et d'infrastructures très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement.

L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours construire plus haut pour des surfaces en plan réduites et doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux forces du séisme.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité, la durabilité du bâtiment et la sécurité des occupants, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

C'est pour ces dernières causes, on a décidé d'opter pour le thème dont l'intitulé est « Etude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) implanté à Blida situé dans une zone de sismicité élevée (zone III) », qui sera notre projet de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de fin d'étude.

L'évaluation de notre parcours nous permet pour la première fois de réaliser un projet réel.

L'ouvrage sera réaliser en béton armé, car ce matériau présente un grand avantage par rapport au côté économique, il est peu couteux en comparaison avec d'autres matériaux (charpente métallique, bois).

L'étude dynamique du bâtiment est indispensable afin de déterminer le comportement de la structure pendant les actions sismiques, car l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, c'est pourquoi elle est souvent soumise à une activité sismique intense.

Chaque étude d'un ouvrage doit respecter certains critères et atteindre des buts pour assurer une meilleure utilisation de cet ouvrage :

- La sécurité (le critère le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- L'aspect économique : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort de l'utilisateur.
- Esthétique.



## Introduction générale.

---

---

Notre travail est constitué de (08) chapitres :

**Le Premier chapitre** : consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser, et la présentation des différentes hypothèses de calcul.

**Le deuxième chapitre** : présente le pré-dimensionnement des éléments principaux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles...etc.).

**Le troisième chapitre** : présente le calcul des planchers.

**Le quatrième chapitre** : consiste au calcul et le ferrailage des éléments non structuraux.

**Le cinquième chapitre** : se portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS version 9.6.0.

**Le sixième chapitre** : se portera sur le ferrailage des éléments principaux.

**Le septième chapitre** : consiste à l'étude des voiles de contreventement.

**Le dernier chapitre** : consiste à la conception et le calcul de l'infrastructures.

On termine notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I :  
Présentation du  
Projet.

## **I.1 Introduction :**

Le présent travail est une étude technique d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation d'un rez-de-chaussée et de 07 étages.

Le problème posé est d'assurer la stabilité, l'économie et la résistance de notre construction aux différents effets tout en prenant le côté économique en considération.

## **I.2 Présentation de l'ouvrage :**

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation constitué de :

Un rez-de-chaussée (RDC) + 7 étages à usage d'habitation. Le bâtiment sera implanté à Blida classé comme une zone de sismicité élevée (zone III) d'après le règlement parasismique algériennes (RPA 99) modifié en 2003.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS V.9.7.4 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL 91, Le document technique réglementaire RPA99/version 2003.

### **I.2.1 Caractéristiques géométriques :**

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

Longueur en plan ..... **16.65 m.**

Largeur en plan ..... **8.76 m.**

Hauteur du RDC ..... **3,25 m.**

Hauteur étage courant ..... **3,00 m.**

Hauteur totale ..... **24,25 m.**

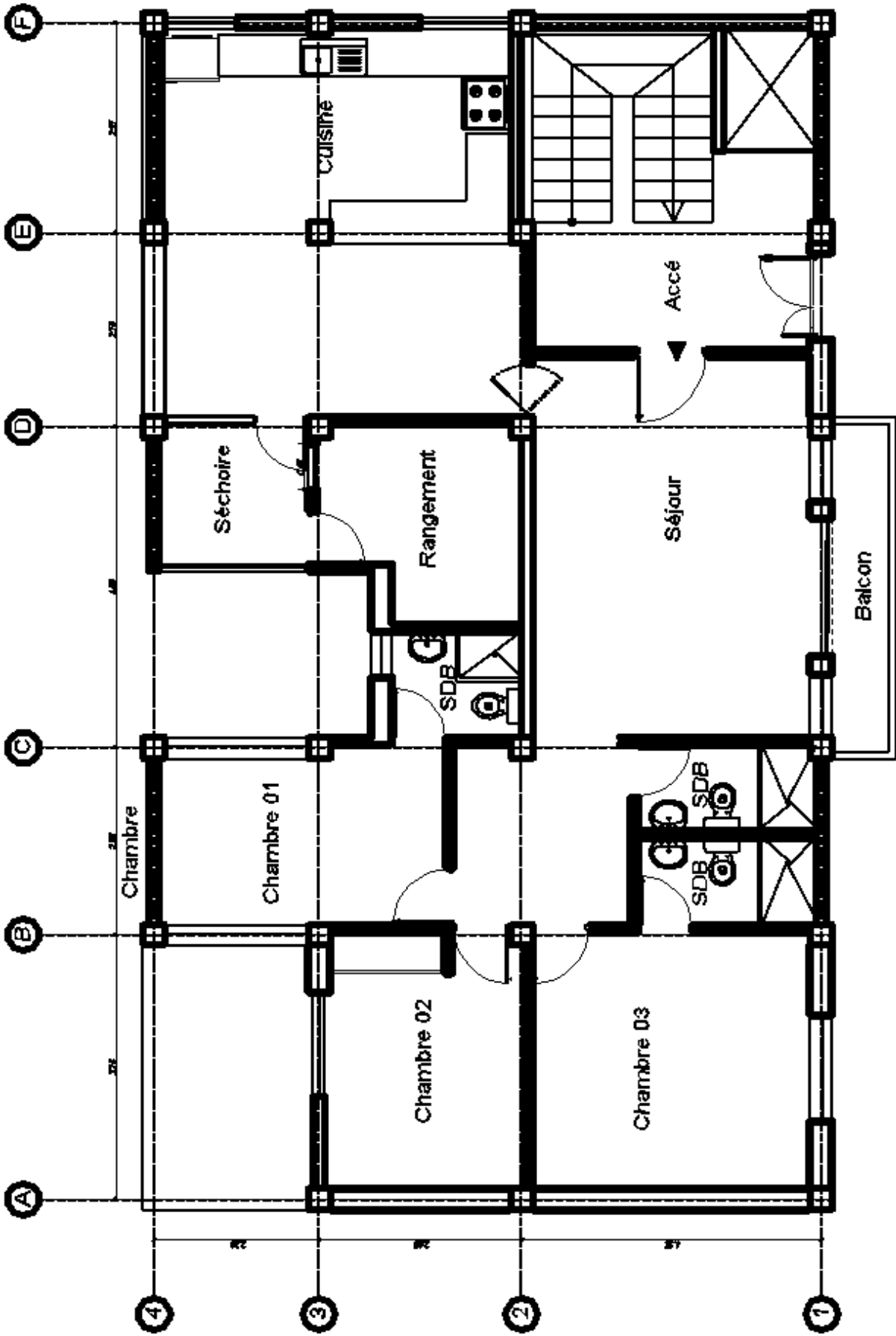


Figure I.1 : Vue en plan de la structure.

### I.2.2 Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de sismicité élevée (zone III)

Le sol d'assise présente les propriétés suivantes :

- La contrainte du sol est :  $\sigma_{\text{sol}} = 1.4$  bars pour un ancrage  $D = 2,4$  m ;
- Le poids spécifique du sol :  $\gamma = 1,7$  t/m<sup>3</sup> ;
- L'angle de frottement interne du sol  $\varphi = 30^\circ$  ;
- La cohésion  $C = 0$  (sol pulvérulent) ;
- Le site est de nature meuble donc classé selon le RPA de type S3 ;

### I.2.3 Différents éléments de la structure :

#### 1. Ossature :

La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (Voiles et portiques).

#### 2. Planchers :

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols, dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance : il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique.
- Il y a deux types de Plancher dans notre bâtiment :
- Plancher à corps creux (16+4) cm pour RDC et les étages courants.
- Plancher en dalle pleine pour la dalle de l'ascenseur et le balcon.

#### 3. Les contreventements :

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il ne répond pas aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse deux niveaux (8m), on adopte pour un contreventement mixte portique - voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations des aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

**4. Maçonneries :**

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse :

**Murs extérieurs :**

Ils sont constitués d'une double cloison de 30 cm d'épaisseur. Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour les parois externes du mur, lame d'air de 5 cm d'épaisseur et brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour les parois internes du mur.

**Murs intérieurs :**

Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services.

**5. Escalier :**

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages. Notre structure comporte un seul type d'escaliers, c'est un escalier à 2 volées droites perpendiculaires entre elles avec un palier.

**6. Ascenseur :**

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

**7. Revêtement :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

**8. Terrasse :**

Il existe un seul type de terrasses : Terrasse inaccessible.

**9. L'infrastructure :**

Suivant les résultats des essais de laboratoire et des essais in situ, la structure projetée peut être posée sur des fondations superficielles de type radié général.

Capacité portante  $\sigma_{sol} = 1,4$  bars pour un ancrage  $D = 3.00$  m.

L'angle de frottement interne du sol  $\phi = 30^\circ$ .

Le site est de nature meuble donc S3.

### I.3 Caractéristique des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé B.A.E.L 91/1999, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

#### I.3.1 Béton :

Le béton est un mélange composé de: Ciment, eau, granulats et souvent des adjuvants pour constituer un mélange homogène. Le mélange du béton doit respecter des rapports bien définis, ces matériaux résistent bien à la compression mais n'assure pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

La composition d'un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment ----- CM1/II A 42 ,5.
- 400 L de sable ----- Cg < 5mm.
- 800 L de gravillons ----- 3/8 et 15/25.
- 175 L d'eau de gâchage.

La masse volumique de béton armé est de 2,50t/m<sup>3</sup>.

#### 1. Résistances mécaniques du béton :

##### a) Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à jours d'âge est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

##### 1. Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$ :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 28 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 28 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \end{cases}$$

##### 2. Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$ :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 28 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 28\text{MPa} \rightarrow f_{cj} = f_{c28} \end{cases}$$

##### b) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à n jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

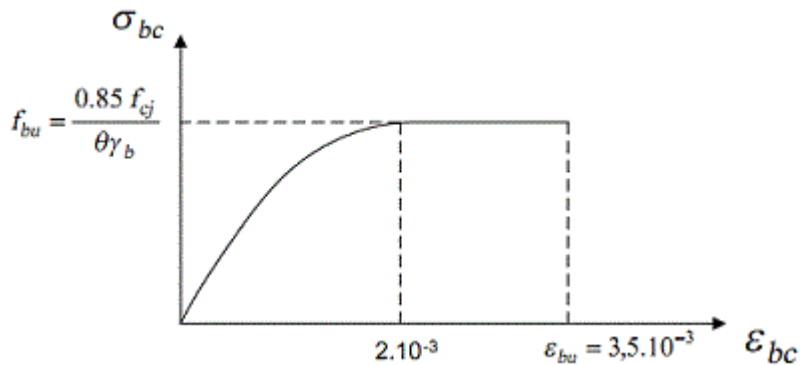
$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa}$$

## 2. Contrainte limite :

### a) État limite ultime (ELU) :

Diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit Les parabole rectangle.



**Figure I.2 : Diagramme parabolique rectangle des Contraintes Déformations du béton.**

Déformations du béton sont :

$\sigma_{bc}$  : Contrainte ultime du béton en compression  $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\Phi \times \gamma_b}$

$\gamma$  : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

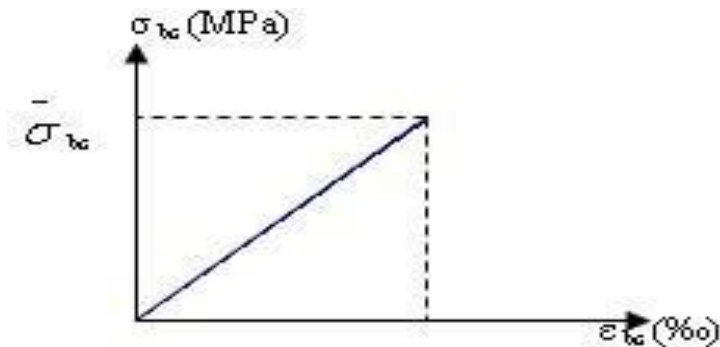
$\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

-lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.

-0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

-0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.



**b) Etat limite de service (ELS) :**

**Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.**

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

Avec:  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**3. Modules de déformation longitudinale :**

Le module de Young dérivé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700 \left( f_{cj}^{\frac{1}{3}} \right) \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 4400 \left( f_{cj}^{\frac{1}{3}} \right) \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa sans fumée de silice}$$

$$E_{vj} = 6100 \left( f_{cj}^{\frac{1}{3}} \right) \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa avec fumée de silice}$$

**4. Coefficients de poisson :**

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

$\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).

$\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

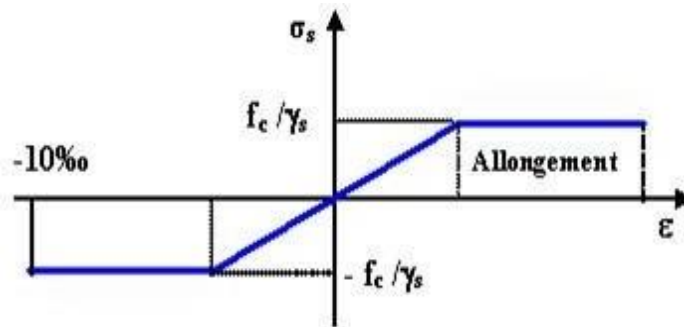
**I.3.2 Acier :**

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

## 5. Contrainte limite :

### a) Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation



**Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.**

$\gamma_s R$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s R = 1 \rightarrow$  Cas de situations accidentelles.

$\gamma_s R = 1.15 \rightarrow$  Cas de situations durable ou transitoire.

### b) Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :  
Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; \max \left( 0.5 f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right) \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; \max \left( 0.5 \times 400 ; 110 \times \sqrt{\eta \times 2,1} \right) \right) \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$\{\sigma_{st} \leq 0,8 \text{ MPa}$  Fissuration très préjudiciable.

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  Pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$  Pour les armatures à hautes adhérence (HA).

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

## I.4 Les hypothèses de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité à :  $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$  → Flexion composée  
 $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$  → Compression simple
- L'allongement de l'acier est limité à :  $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$  ;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
  - Le béton en compression.
  - L'acier en traction et en compression.

### **I.5 Les données adoptées pour cette étude sont :**

- a résistance à la compression du béton à 28 jours est :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- La résistance à la traction du béton est :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .
- Le module d'élasticité différé de béton est :  $E_{vj} = 10818,865 \text{ MPa}$ .
- Le module d'élasticité instantané de béton est :  $E = 32164,19 \text{ MPa}$ .
- Pour les armatures de l'acier :
  - Longitudinales : on a choisi le : «  $f_{eE400}$  » H.A  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .
  - Transversales : on a choisi le : «  $f_{eE235}$  » R.L.
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : «  $f_{eE500}$  » H.A  $f_e = 500 \text{ MPa}$ .

Chapitre II :  
Pré-dimensionnement  
des éléments  
principaux.

**II.1. Introduction :**

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations suivantes:

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E.L91 et RPA99 version 2003.

**II.2. Pré dimensionnement des poutres :**

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

$$\text{suivantes : } \begin{cases} b \geq 30\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} \frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \\ 0,3d \leq b_{pp} \leq 0,7d \\ \frac{ht}{b} \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} ht : \text{ hauteur de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ d : \text{ hauteur utile} \\ l : \text{ la plus grande portée entre nus} \end{cases}$$

{ On trouvera deux types de poutres :  
Poutre principale: L = 4,55m  
Poutre secondaire: L = 4,15m

**II.2.1 Sens principal :**

$$\begin{cases} l_{\max} = 455\text{cm} \\ d = 0,9h_t \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 30,33\text{cm} \leq h_t \leq 45,5\text{cm} \\ h_t = 45\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 12,15\text{cm} \leq b \leq 28,35\text{cm} \\ b_{pp} = 30\text{cm} \end{cases}$$

**Vérification des conditions de l'RPA :**

$$\begin{cases} b \geq 30\text{cm} \rightarrow b = 30 \geq 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 45 \geq 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \rightarrow \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend (30 × 45) cm<sup>2</sup> comme section des poutres principales

**II.2.2 Sens secondaire :**

$$\begin{cases} l_{\max} = 415\text{cm} \\ d = 0,9h_t \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 27,67\text{cm} \leq h_t \leq 41,5\text{cm} \\ h_t = 40\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 10,8\text{cm} \leq b \leq 25,2\text{cm} \\ b_{ps} = 30\text{cm} \end{cases}$$

**Vérification des conditions de l'RPA :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 30\text{cm} \rightarrow b = 30 \geq 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 40 \geq 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \rightarrow \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend  $(30 \times 40)$  cm<sup>2</sup> comme section des poutres secondaires.

**II.3. Pré dimensionnement des planchers :****II.3.1 Détermination de l'épaisseur des planchers :****II.3.1.1 Epaisseur du plancher à corps creux :**

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$\frac{h_t}{L - b_{pp}} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$h_t \geq \frac{L - b_{pp}}{22,5}$$

L : La portée maximal entre nus d'appuis.

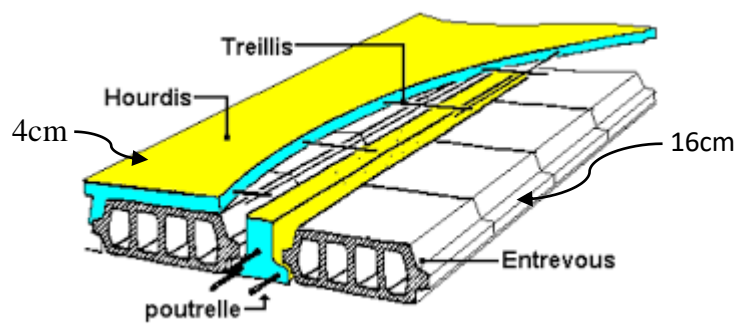
$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$L = \min [L \text{ max (sens x) ; } L \text{ max (sens y)}] \Rightarrow L = \min [4,55 ; 4,15] \text{ m} = 4,15 \text{ m}$

$$h_t \geq \frac{L - b_{pp}}{22,5} = \frac{415 - 30}{22,5} = 17,11 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :  $h_t = 20 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} 16\text{cm: épaisseur du corps creux.} \\ 4\text{cm: épaisseur de la dalle de compression.} \end{array} \right.$$



**Figure II.1 : Plancher à corps creux.**

**II.4. Evaluation des charges et surcharges :**

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

**II.4.1 Les planchers :****II.4.1.1 Plancher terrasse inaccessible :**

Désignation	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons	0,05	0,85
Etanchéité multicouche	0,02	0,12
Forme de pente en béton léger	0,1	2,2
Isolation thermique en liège	0,04	0,16
Plancher à corps creux	(16+4) cm	2,80
Enduit en ciment	0,02	0,18
<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>6,71</b>
<b>Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>1</b>

**Tableau II.1 : Charges et surcharge du porte à faux (terrasse).**

**II.4.1.2 Plancher étage courants :**

Désignation	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Sable fin pour mortier	0,02	0,36
Plancher à corps creux	(16+4) cm	2,80
Enduit en plâtre	0,02	0,20
Cloison en briques creuses	0,1	0,90
<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>5,06</b>
<b>Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>1,5</b>

**Tableau II.2 : Charges et surcharge des étages courants.**

**II.4.2 Mur extérieur (double cloison) :**

Désignation	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuses	0,10	0,90
Brique creuses	0,15	1,30
mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
<b>G (RDC, 1 au 7) (KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>2,62</b>

**Tableau II.3 : Charges et surcharge du mur extérieur.**

**II.4.3 Remarque :**

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessité d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

$$G = 0,7 \times 2,22 = 1,554 \text{ KN/m}^2.$$

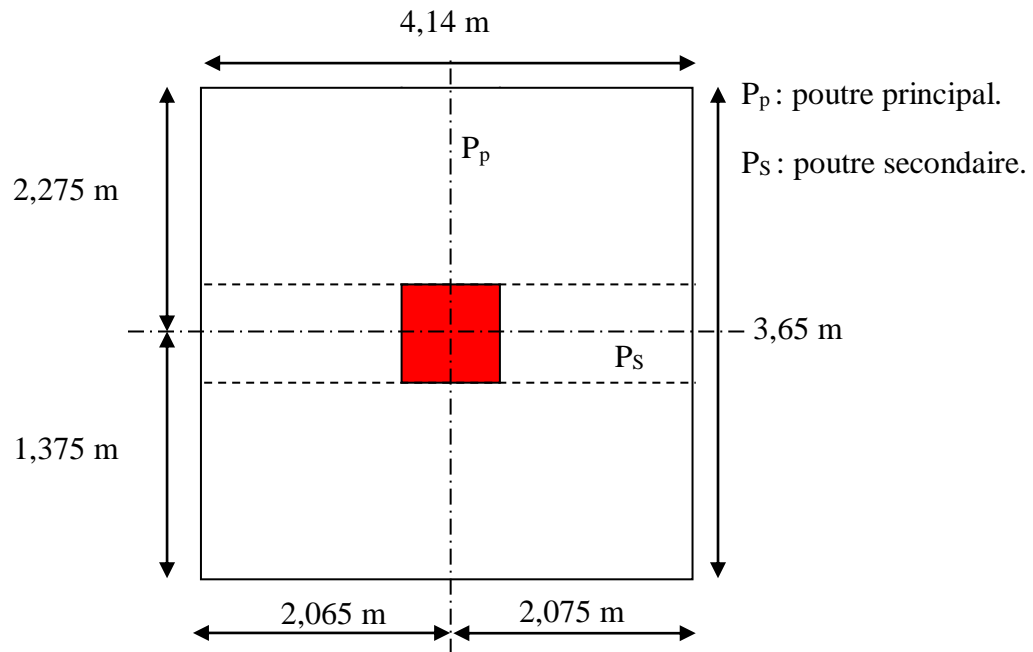
### II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central), la section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas.

On a une section de poteaux : rectangulaire.

La surface afférente du poteau rectangulaire est donnée par :

$$S = \left( \frac{4,55}{2} + \frac{2,75}{2} \right) - b_{pp} \times \left( \frac{4,13}{2} + \frac{4,15}{2} \right) - b_{ps} = 12,86 \text{ m}^2 \quad S = 12,86 \text{ m}^2$$



**Figure II.2 : Section du poteau le plus sollicité (en m<sup>2</sup>).**

On a 3 types de coffrages pour des poteaux de sections rectangulaires :

1. Type 1 : R.D.C ; premier étage ; deuxième étage.
2. Type 2 : troisième étage ; quatrième étage ; cinquième étage.
3. Type 3 : sixième étage ; septième étage.

#### II.5.1 - Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et  $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6, Q_7$  ; les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.



On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

Sous terrasse : .....  $Q_0$

Sous étage 1: .....  $Q_0 + Q_1$

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

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

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

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

Niveaux	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$N_{q0} = 1$	1
7	$N_{q1} = Q_0 + Q_1$	2,5
6	$N_{q2} = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	3,85
5	$N_{q3} = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
4	$N_{q4} = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,1
3	$N_{q5} = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
2	$N_{q6} = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,75
1	$N_{q7} = Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8,46

**Tableau II.4 : Dégression en fonction du nombre d'étage.**

### II.5.2 Les efforts de compression due aux charges permanentes $N_G$ :

$$G_{pp} = \left( \frac{4,55}{2} + \frac{2,75}{2} \right) \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 12,32 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = \left( \frac{4,13}{2} + \frac{4,15}{2} \right) \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 12,42 \text{ KN}$$

$$G_{ter} = 6,71 \times 12,86 = 86,29 \text{ KN}$$

$$G_{\text{etage courant}} = 5,44 \times 12,86 = 69,96 \text{ KN}$$

$$G_{\text{total}} = (12,32 + 12,42) \times 8 + 69,96 \times 7 + 86,29 = 773,93 \text{ KN}$$

$$Q = 8,46 \times 12,86 = 108,80 \text{ KN}$$

Majoration des efforts : On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 773,93 \times 1,1 = 851,32 \text{ KN}$$

$$N_Q = 108,80 \times 1,1 = 119,68 \text{ KN}$$

$$N_u = (1,35 \times 851,32) + (1,5 \times 119,68) = 1328,80 \text{ KN}$$

### Détermination de la section du Poteau (a x b) :

#### 1. Détermination de « a » :

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement, c'est-à-dire  $\lambda \leq 50$  non flambement.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7 \cdot l_0}{i} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; B = a \times b ; I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times a \times b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289 a$$

$$\text{On a : } l_0 = 3,25 \text{ m} \rightarrow l_f = 0,7 l_0 \rightarrow l_f = 0,7 \times 3,25 = 2,275 \text{ m} = 227,5 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{227,5}{0,289 a} \leq 50 \rightarrow a \geq \frac{227,5}{0,289 \times 50} = 15,74 \text{ cm}$$

On prend : a = 50 cm

$$\lambda = \frac{0,7 l_0}{i} \rightarrow \frac{227,5}{14,45} = 15,74 \text{ cm} < 50 \dots \dots \dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

#### 2. Détermination de « b » :

Selon les règles du B.A.E.L 91, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$$B_r: \text{ Section réduite du poteau ; } B_r = (a - 2) (b - 2) \text{ cm}^2$$

$$A_s: \text{ Section d'armature longitudinale ; } A_s = 0,9 \% B_r \dots \text{ Zone (III).}$$

A: Facteur réducteur de  $N_u$ , il est en fonction de  $\lambda$  ;

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[ 1 + 0,2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,50$$

**Application numérique :**

$$B_r = (50 - 2) \times (b - 2) = 48 \times (b - 2) \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,9 \% [48 \times (b - 2)] = 0,432 \times (b - 2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda \leq 50 \rightarrow \frac{l_f}{i} = \frac{227,5}{0,289 \times 50} = 15,74 \text{ cm} < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \times \left(\frac{15,74}{35}\right)^2\right]} = 0,82$$

$$Nu \leq 0,82 \times \left[ \frac{48 \times (b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,387 \times (b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$1328,80 \leq 0,82 \times \left[ \frac{48 \times (b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,387 \times (b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 17,83 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } b = 50 \text{ cm.}$$

**Vérification des conditions du R.P.A 99/2003 :**

$$\min(a, b) = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

$$\min(a, b) = 50 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{325}{20} = 16,25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

La section du poteau carrée de type 1 est :  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

1. Type 1 : R.D.C ; premier étage ; deuxième étage :  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$ .
2. Type 2 : troisième étage ; quatrième étage ; cinquième étage :  $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ .
3. Type 3 : sixième étage ; septième étage :  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ .

**II.6.Pré dimensionnement des voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armée destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{25} \rightarrow e \geq \frac{325}{25} \rightarrow e \geq 13 \text{ cm} ; e \geq \frac{h_e}{25} \rightarrow e \geq \frac{325}{22} \rightarrow e \geq 14,77 \text{ cm} \\ L \geq 4.e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend l'épaisseur de voile ( $e = 20\text{cm}$ ).

Avec :

$L$  : Longueur du voile.

$e$  : Epaisseur du voile.

$h_e$  : Hauteur d'étage.

On adopte des voiles d'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ .

### II.7. Tableau récapitulatif :

Niveaux	Poteaux (cm <sup>2</sup> )	Poutres principales (cm <sup>2</sup> )	Poutres secondaires (cm <sup>2</sup> )	Planchers (cm)	Voiles (cm)
R.D.C, 1 <sup>ème</sup> et 2 <sup>ème</sup>	(50 × 50)	(30 × 45)	(30 × 40)	(16+4)	20
Du 3 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup>	(45 × 45)	(30 × 45)	(30 × 40)	(16+4)	20
Du 6 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup>	(40 × 40)	(30 × 45)	(30 × 40)	(16+4)	20

**Tableau II.5 : Sections des poteaux et des poutres.**

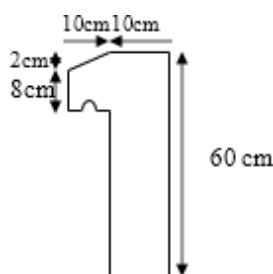
Chapitre III :  
calcul des éléments  
non structuraux.

**III.1 .Acrotère :****III.1.1. Introduction :**

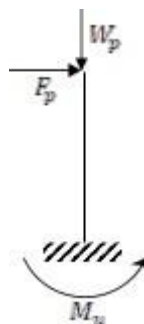
L'acrotère est un couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme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

**III.1.2. Dimensions :**

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable).



**Figure III.1 :**  
**Acrotère.**



**Figure III.2 : Schéma**  
**statique de l'acrotère.**

**III.1.2 Charges sollicitant l'acrotère :****III.1.2.1 Charge permanente et charge d'exploitation :****Charge permanente :**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$S = \frac{0,02 \times 0,2}{2} + (0,08 \times 0,2) + (0,5 \times 0,1) = 0,068 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,068 \times 25 \times 1 = 1,7 \text{ KN/ml}$$

**III.1.2.2 Charge aux états limites :****E.L.U :**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,7 = 2,295 \text{ KN/m}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

**E.L.S :**

$$N_S = G = 1,7 \text{ KN}$$

$$M_S = Q h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$T_U = Q = 1 \text{ KN}$$

### III.1.2.3 Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend  $C = C' = 2 \text{ cm}$ .

### III.1.2.4 Excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,295} = 0,39$$

$$\frac{e_p}{2} < e$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

$e_p$  : épaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

### III.1.3 Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

#### III.1.3.1 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_u \left[ e + \frac{h}{2} - C \right] = 2,295 \times \left[ 0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,96 \text{ KN.m}$$

$$(d - C') N_u - M_u \leq (0,337h - (0,81C')) f_{bc} \times b \times h \dots\dots (1)$$

$$(d - C') N_u - M_u = ((0,09 - 0,02) \times 2,295 - 0,9) = -0,74 \text{ KN.m}$$

$$[(0,337 \times h) - (0,81 \times C')] f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02)) \times 14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,80 \text{ KN.m}$$

$$(1) \rightarrow (-0,74) < 24,80 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire  
(b X h) = (100 x 10) cm<sup>2</sup>.

**III.1.3.2 Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

$$M_u = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,9 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0078$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 \times 1,74} = 0,668$$

Avec :

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 0,00174$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,0078 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,0078 \rightarrow \beta = 0,996$$

**III.1.3.3 Calcul de la section d'armatures en :**

**Flexion simple :**

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,9 \times 10^3}{348 \times 9 \times 0,996} = 0,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Flexion composée :**

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100\sigma_s} = 0,29 - \frac{2,295 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**III.1.3.4 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :**

**Les armatures principales :**

$$N_{ser} = N_G = 1,7 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,7} = 0,39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{39 - 4,05}{39 - 1,665} \times 0,23 = 1,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5 $\phi$ 6 p.m. ;  $A_s = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;

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



**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,41}{4} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $A_s = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; Soit :  $5\phi 6 \text{ p.m.}$

**III.1.4 Les vérifications :****III.1.4.1 Vérification des contraintes (E.L.S.) :**

Moment de service :

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \left( e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,7 \times \left( 0,39 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,71 \text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s (d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,75 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 1,75^3 + (15 \times 1,41 \times (9 - 1,75)^2) = 1290,34 \text{ cm}^4$$

**III.1.4.2 Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y = \frac{0,71 \times 10^3}{1290,34} \times 1,75 = 0,96 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 0,96 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

**III.1.4.3 Détermination des contraintes dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$  :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) ; \text{fissuration préjudiciable.}$$

Avec :

$$\text{HA } \phi \geq 6 \text{ mm} ; \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{0,71 \times 10^3}{1290,34} \times (9 - 1,75) = 59,84 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 59,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

**III.1.4.4 Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

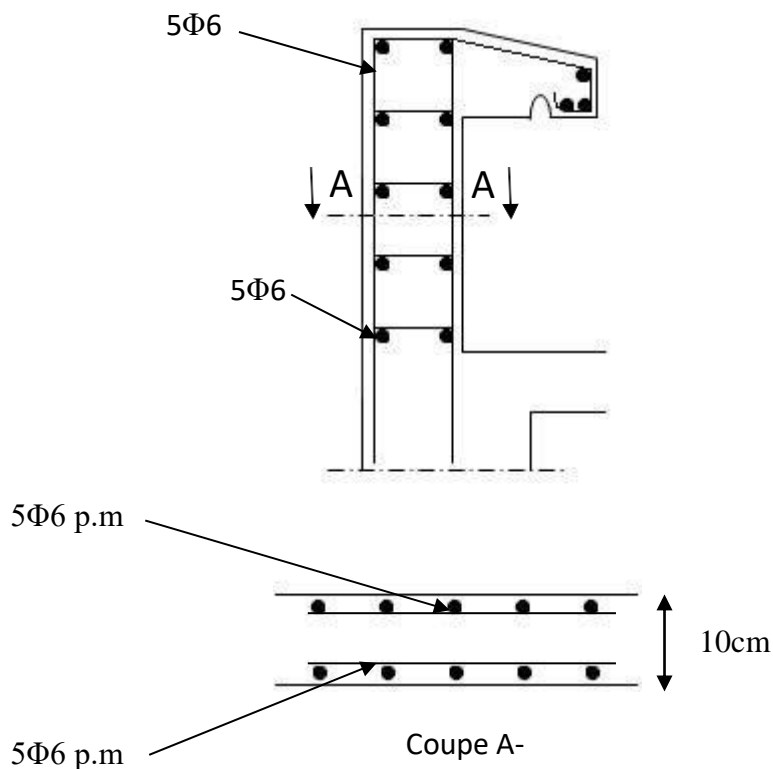
**III.1.4.5 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :**

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

A	C <sub>p</sub>	W <sub>p</sub> (KN)	F <sub>p</sub> (KN)
0,25	0,8	1,7	1,5

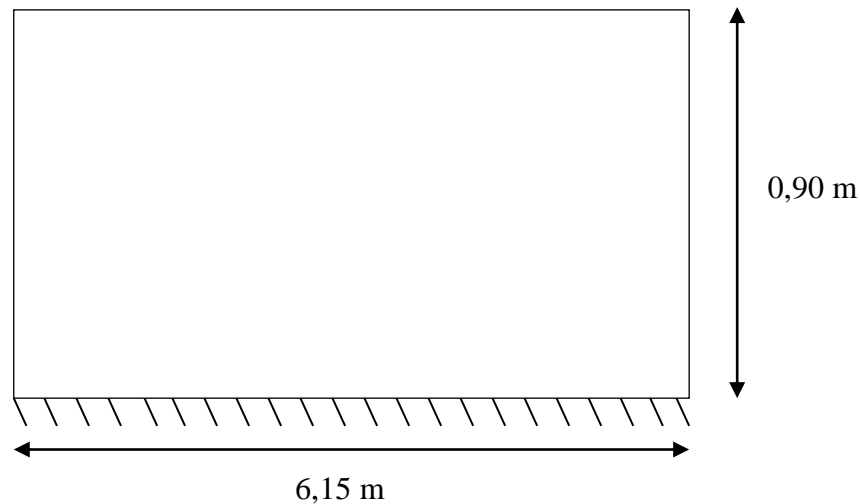
$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,25 \times 1,7 = 1,36 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$



**Figure III.3 : Schéma ferrailage de l'acrotère.**

**III.2- Balcons :**

Une installation est dite en balcon lorsqu'un élément est soutenu par une partie qui est elle-même au-dessus du vide, c'est-à-dire sans support immédiat en dessous de l'élément en «porte-à-faux». Dans le langage courant, une installation en porte à faux évoque un risque de déséquilibre ou de rupture si elle est trop chargée, comme elle repose sur la solidité des supports qui la retiennent et que l'ensemble de l'installation n'est pas à l'aplomb de son point d'appui.

**III.2.1 Balcon étages courants :****III.2.1.1 Les charges et des sollicitations :**

Epaisseur de la dalle pleine on prend  $e = 15\text{cm}$ .

Revêtement horizontal (carrelage + sable + Mortier de pose) :  $1,16\text{ KN/m}^2$

Enduit en ciment (1,5 cm) :  $1,5 \times 0,18 = 0,27\text{ KN/m}^2$

Poids propre de la dalle ( $e=15\text{ cm}$ ) :  $25 \times 0,15 = 3,75\text{ KN/m}^2$

$$G = 5,18\text{ KN/m}^2$$

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

**Charge surfacique et linéaire :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,18) + (1,5 \times 3,5) = 12,24\text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 12,24 \times 1\text{m} = 12,24\text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}} = G + Q = 5,18 + 3,5 = 8,68\text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{ser}} = 8,68 \times 1\text{m} = 8,68\text{ KN/ml}$$

**Poids propre du mur :**

La porte à faux supporte la charge d'un mur en brique à double cloison de 3 m de hauteur.

$$P_{\text{mur}} = \gamma \times b \times h \times 1\text{m} = 9 \times 0,25 \times 1,2 \times 1\text{m} = 2,7 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } P_{u \text{ mur}} = 1,35 P_{\text{mur}} = 1,35 \times 2,7 = 3,65 \text{ KN}$$

Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) :

(Couche de 1.5cm) :

$$P_{\text{enduit}} = \gamma \times b \times h \times 1\text{m} = 0,18 \times 1,5 \times 1,20 \times 1\text{m} = 0,32 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } P_{u \text{ enduit}} = 1,35 P_{\text{enduit}} = 1,35 \times 0,32 = 0,43 \text{ KN}$$

**Charges totales :**

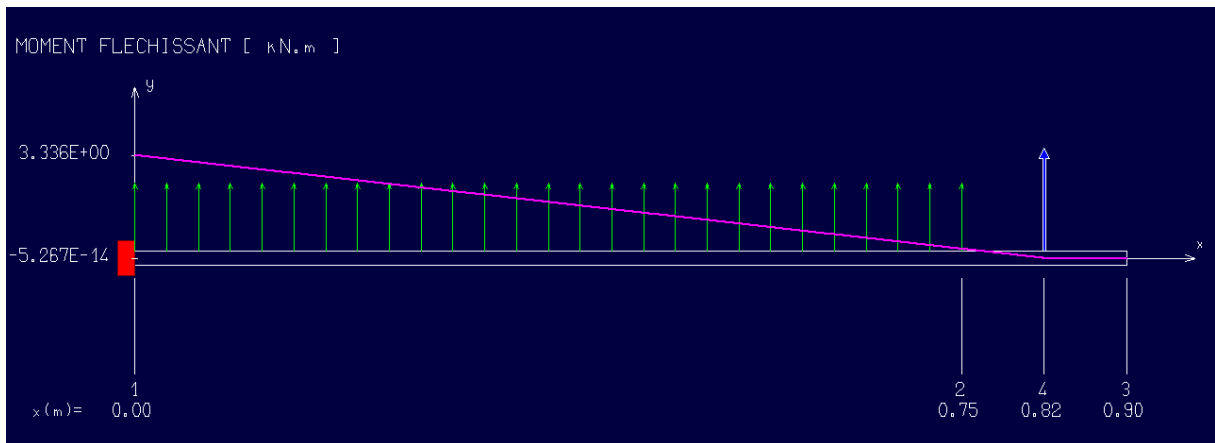
$$P_u = P_{u \text{ mur}} + P_{u \text{ enduit}} = 3,11 + 0,93 = 4,04 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ser}} = P_{\text{mur}} + P_{\text{enduit}} = 2,7 + 0,69 = 3,39 \text{ KN}$$

**III.2.1.2. Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :**

Le moment est calculé à l'aide du logiciel RDM 6.

$$M_0 = 3,34 \text{ KN.m}$$



**Figure III.4 : Calcul du moment avec RDM 6.**

**IV.2.2 Ferrailage :**

**En travée :**

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$M_0 = 3,34 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_0}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,34 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,013$$

À partir de l'abaque  $\rightarrow \beta = 0,9935$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,34 \times 10^3}{0,9935 \times 13,5 \times 348} = 0,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte : 4T10 p.m (soit 2,36 cm<sup>2</sup>/m) et S<sub>t</sub> = 25 cm.

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : A<sub>s</sub> = 1,51 cm<sup>2</sup>/ml ; Soit : 3φ8 p.m.

### III.2.3 Vérifications :

#### III.2.3.1 Condition de non fragilité :

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

A<sub>s</sub> = 2,36 cm<sup>2</sup>/ml > A<sub>min</sub> = 1,63 cm<sup>2</sup>/ml ----- Condition vérifiée ;

#### III.2.3.2 Contrainte de cisaillement :

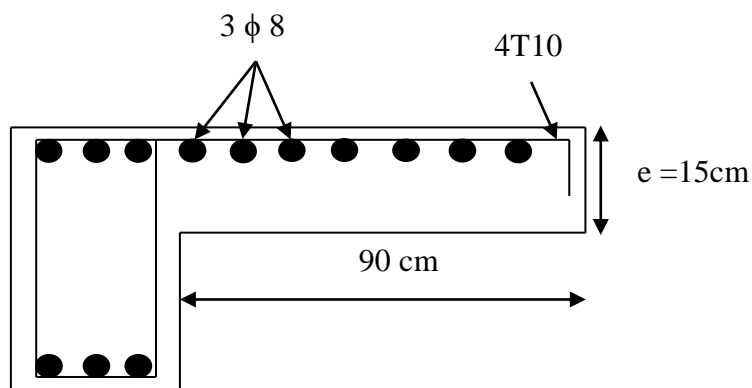
$$T_{\max} = Q_u \times l + P_u = (12,24 \times 0,90) + 4,04 = 15,06 \text{ KN}$$

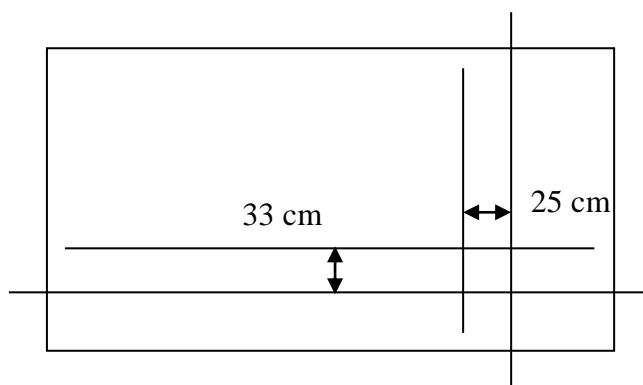
$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{15,06 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,1f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$  ----- Condition vérifiée ;

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.





**Figure III.5 : Schéma ferrailage du balcon.**

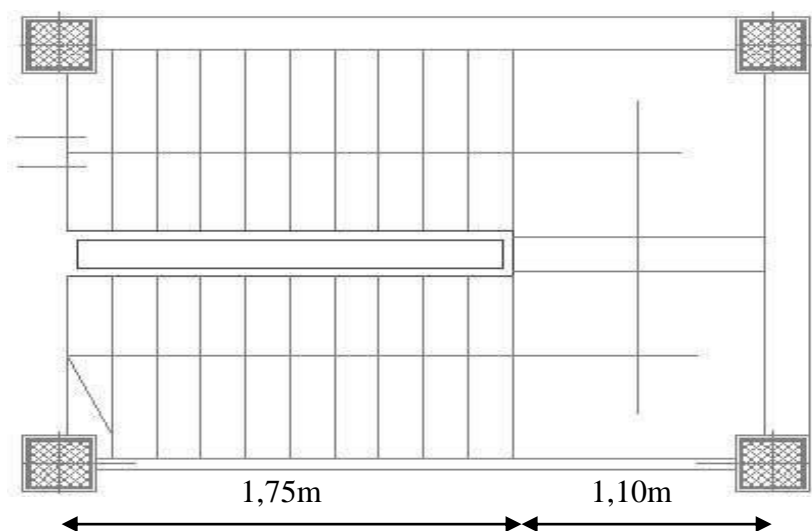
**III.3.Escaliers :****IV.3.1. Introduction:**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

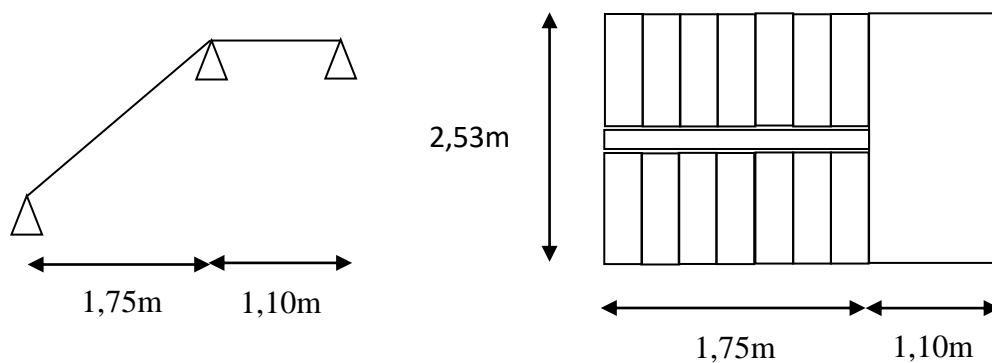
**IV.3.1.1. Terminologie :**

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre. Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier.

Escalier a 2 volées se trouve au niveau du RDC jusqu'à la Terrasse :



**Figure III.6 : vus en plan de l'escalier.**



**Figure III.7 : Schéma statique.**

**Formule de Blondel :**

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \dots (1).$$

Avec :

- h : La hauteur de la marche (contre marche).
- g : La largeur de la marche.

On prend :  $2h + g = 64 \text{ cm}$  (usage publiques).

On a :

$$H = n \times h = \frac{h_e}{2}$$

$$L = (n + 1)g$$

Avec :

H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : Le nombre de contre marche.

L : La projection horizontale de la longueur totale de la volée.

**III.3.2 Dimensionnement des marches et contre marches :**

D'après BLONDEL on a :

$$m = \left( \frac{L}{n - 1} + 2g \right) \times \frac{H}{n}$$

$$m \times n^2 - (m + L + 2H) n + 2H = 0 \dots (2).$$

Avec :

$$m = 64$$

$$H = 300/2 = 150 \text{ cm}$$

$$L = 175 \text{ cm}$$

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 64n^2 - 539n + 300 = 0$$

La solution de l'équation est :

$$n = 8 \text{ contre marches.}$$

$$\text{Donc les membres de marche : } n - 1 = 7 \text{ marches.}$$



Puis :

$$h = \frac{150}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$2h + g = 64 \rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

L'inégalité vérifiée, on a 8 marches avec  $g = 30 \text{ cm}$  et  $h = 18 \text{ cm}$ .

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \rightarrow \alpha = 29,68^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

### III.3.3. Epaisseur de paillasse ( $e_v$ ):

$$\begin{aligned} \frac{L}{30} \leq e_v \leq \frac{L}{20} &\rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{175}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{175}{20 \times 0,87} \\ &\rightarrow 5,08 \text{ cm} \leq e_v \leq 7,61 \text{ cm} \end{aligned}$$

On prend l'épaisseur la paillasse  $e_v = 12 \text{ cm}$

### III.3.4. Epaisseur de palier ( $e_p$ ) :

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{6}{0,87} = 6,90 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } e_p = 12 \text{ cm.}$$

**III.3.5. Descente de charges****III.3.5.1. Volée :**

Désignation	e (m)	Densité KN/m <sup>3</sup>	Poids KN/m <sup>2</sup>
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20	0,40
Mortier de ciment horizontal (2cm)	0,02	20	0,40
Lit de sable fin	0,02	18	0,36
Revêtement en carrelage vertical e x 0,20 x h/g	0,02	20	0,23
Mortier de ciment vertical (2cm) x 0,20 x h/g	0,02	20	0,23
Poids propre de la paillasse e x 0,25/cosa	0,12	25	3,45
Poids propre des marches 0,22 x h/2	/	22	1,87
Garde- corps	/	/	0,10
Enduit en plâtre e x 0,10 /cos α	0,02	10	0,23
<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>7,27</b>		
<b>Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>2,5</b>		

**Tableau III. 1 : Descente de charge (volée).**

$$q_{u \text{ volée}} = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = ((1,35 \times 7,27) + (1,5 \times 2,5)) \times 1m = 13,56 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser \text{ volée}} = (G + Q) \times 1m = (7,27 + 2,5) \times 1m = 9,77 \text{ KN/m}$$

**III.3.5.2. Palier :**

Désignation	e (m)	Densité KN/m <sup>3</sup>	Poids KN/m <sup>2</sup>
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de ciment	0,02	20	0,40
Lit de sable fin	0,02	18	0,36
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Poids propre du palier	0,12	25	3
<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>4,36</b>		
<b>Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>2,5</b>		

**Tableau 1: III. 2 Descente de charge (Palier).**

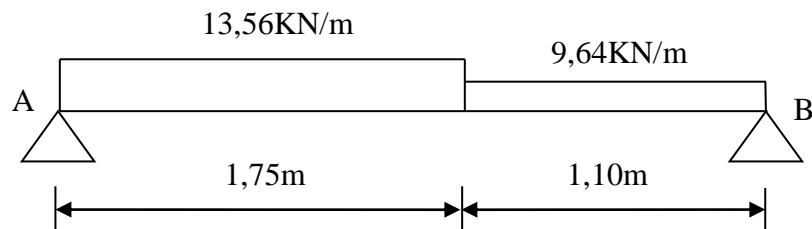
$$q_{u \text{ Palier}} = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = ((1,35 \times 4,36) + (1,5 \times 2,5)) \times 1m = 9,64 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser \text{ Palier}} = (G + Q) \times 1m = (4,36 + 2,5) \times 1m = 6,86 \text{ KN/m}$$

**III.3.6.1. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L. U :**

$$\frac{q_{volée} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{13,56 - 9,64}{9,64} = 0,41 = 41\% > 10\%$$

On garde le schéma réel.

**Les réactions d'appuis :**

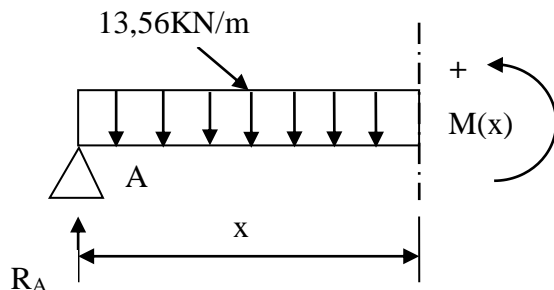
$$R_A + R_B = 13,56 \times 1,75 + 9,64 \times 1,10$$

$$R_A + R_B = 34,33 \text{ KN} \dots (1)$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Leftrightarrow \left( R_B \times 2,85 - 13,56 \times \frac{1,75^2}{2} - 9,64 \times 1,10 \times (1,75 + 0,55) = 0 \right) \dots (2)$$

$$R_B = 15,84 \text{ KN}$$

$$\text{Et : } R_A = 18,49 \text{ KN}$$

**Le moment isostatique :**

Le moment fléchissant max. (Moment isostatique) :

$$M(x) - R_A \cdot x + 13,56 \cdot \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_A \cdot x - 13,56 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = R_A - 13,56 \cdot x$$

$$(T(x) = 0) \rightarrow (x = 1,37 \text{ m})$$

$$M(x = 1,37) = 18,49 \times 1,37 - 13,56 \times \frac{1,37^2}{2} = 12,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{0 \max} = 12,60 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 18,49 - 13,56 \times 2,85 \rightarrow T = -20,16 \text{ KN}$$

**Les moments en travée et sur appuis :**

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,4 M_0 = 5,04 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 10,71 \text{ KN.m}$$

**III.3.6.2. Les vérifications des contraintes à l'E.L. S :**

$$R_A + R_B = 9,77 \times 1,75 + 6,86 \times 1,10$$

$$R_A + R_B = 24,64 \text{ KN} \dots (1)$$

$$\sum M_{/A} = 0 \leftrightarrow \left( R_B \times 2,85 - 9,77 \times \frac{1,75^2}{2} - 6,86 \times 1,10 \times (1,75 + 0,55) = 0 \right) \dots (2)$$

$$R_B = 11,34 \text{ KN}$$

$$\text{Et : } R_A = 13,3 \text{ KN}$$

**Le moment isostatique :**

Le moment fléchissant max. (Moment isostatique) :

$$M(x) - R_A \cdot x + 9,77 \cdot \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_A \cdot x - 9,77 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = R_A - 9,77 \cdot x$$

$$(T(x) = 0) \rightarrow (x = 1,37 \text{ m})$$

$$M(x = 1,37) = 13,3 \times 1,37 - 9,77 \times \frac{1,37^2}{2} = 9,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{0 \max} = 9,05 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 13,3 - 9,77 \times 2,85 \rightarrow T = -14,54 \text{ KN}$$

**Les moments en travée et sur appuis :**

Moment sur appuis :

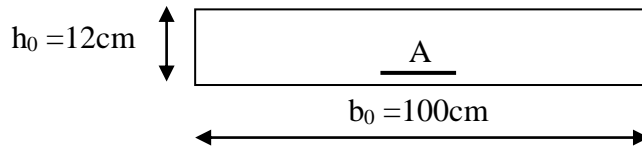
$$M_a = 0,4 M_0 = 3,62 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 7,69 \text{ KN.m}$$

### III.3.7. Calcul du ferrailage de l'escalier :

**En travée : (la paillasse)**



Les armatures principales (longitudinales) :

$$M_t = 10,71 \text{ KN.m} ; d=0,9h = 10,8\text{cm} ; b = 1\text{m} = 100 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,71 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,065$$

À partir de l'abaque  $\rightarrow \beta = 0,9665$

$$A_{pr} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,71 \times 10^3}{0,9665 \times 10,8 \times 348} = 2,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

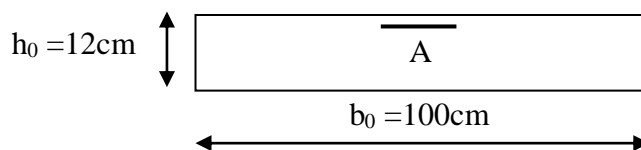
On adopte : 4T12 p.m (soit  $4,52\text{cm}^2/\text{m}$ ) et  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

Les armatures de répartition (transversales) :

$$A_r = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte 4T8 p.m (soit  $2,01 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) et  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**Sur appuis : (le palier)**



Sur appuis :

$$M_a = 5,04 \text{ KN.m} ; d=0,9h = 10,8\text{cm} ; b = 1\text{m} = 100 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5,04 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,030$$

À partir de l'abaque  $\rightarrow \beta = 0,985$

$$A_{pr} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,04 \times 10^3}{0,985 \times 10,8 \times 348} = 1,36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte : 4T12 p.m (soit 4,52cm<sup>2</sup>/m) et S<sub>t</sub> = 25 cm.

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte 4T8 p.m (soit 2,01 cm<sup>2</sup>/m) et S<sub>t</sub> = 25 cm.

### III.3.8 Vérifications :

#### III.3.8.1 Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

A<sub>s</sub> = 4,52 cm<sup>2</sup>/ml > A<sub>min</sub> = 1,3 cm<sup>2</sup>/ml ..... Condition vérifiée ;

#### III.3.8.2 Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$T_u = 20,16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{20,16 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

T<sub>u</sub> = 0,19 MPa < τ<sub>u</sub> = 3,25 MPa ..... Condition vérifiée ;

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

#### III.3.8.3 Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left( T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left( 20,16 + \frac{5,04 \times 10^2}{0,9 \times 10,8} \right) = 2,07 \text{ cm}^2$$

A<sub>adm</sub> = 3,14 cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 2,09cm<sup>2</sup> ..... Condition vérifiée ;

#### III.3.8.4 Les vérifications des contraintes à l'E.L. S :

$$M_{0 \max} = 9,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 M_0 = 3,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 M_0 = 7,69 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$A_{pr} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Position de l'axe neutre :  $\eta = 15$**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_{pr} (d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 67,8y - 732,24 = 0 \rightarrow y = 3,21 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 3,21^3 + (15 \times 4,52 \times (10,8 - 3,21)^2) = 5008,37 \text{ cm}^4$$

**III.3.8.5 Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7,69 \times 10^3}{5008,37} \times 3,21 = 4,93 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4,93 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$A_{pr} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Position de l'axe neutre :  $\eta = 15$**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_{pr} (d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 67,8y - 732,24 = 0 \rightarrow y = 3,21 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 3,21^3 + (15 \times 4,52 \times (10,8 - 3,21)^2) = 5008,37 \text{ cm}^4$$

**III.3.8.6 Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3,62 \times 10^3}{5008,37} \times 3,21 = 2,32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,32 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.3.8.7. Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{30} \rightarrow \frac{12}{175} = 0,069 \geq \frac{1}{30} = 0,03 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{4,52}{100 \times 10,8} = 0,0042 > 0,005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**III.3.9. Etude de la poutre palière :****III.3.9.1 Dimensionnement :**

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{253,5}{15} \leq h_t \leq \frac{253,5}{10} \rightarrow 16,9 \text{ cm} \leq h \leq 25,35 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,7d \rightarrow 0,3 \times 27 \leq b \leq 0,7 \times 27 \rightarrow 8,1 \text{ cm} \leq b \leq 18,9 \text{ cm}$$

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

Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003 :

$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée ;

$b = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée ;

$h / b = 1,2 < 4$  ..... Condition vérifiée ;

**III.3.9.2 Charges supportées par la poutre :**

Poids propre de la poutre :  $G_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre :

$$G_m = \gamma_{\text{mur}} \cdot e_p \cdot \left( \frac{h_{\text{etage}}}{2} - b_{\text{ps}} \right) = 9 \times 0,25 \times \left( \frac{3,00}{2} - 0,40 \right) = 2,48 \text{ KN/m}$$

Charge d'exploitation :  $Q = 2,50 \text{ KN/m}$

Charge de l'escalier :  $13,56 + 9,75 = 23,31 \text{ KN/m}$

$$Q_u = [1,35 \times (2,25 + 2,48)] + 15,84 = 22,23 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ser}} = 2,25 + 2,48 + 11,34 = 16,07 \text{ KN/m}$$

**III.3.9.3 Calcul des sollicitations à l'E.L. U :**

$$M_0 = \frac{22,23 \times 2,535^2}{8} = 17,86 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 17,86 = 15,18 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,4M_0 = 0,4 \times 17,86 = 7,14 \text{ KN.m}$$



**III.3.9.4. Les vérifications des contraintes à l'E.L. S :**

$$M_0 = \frac{16,07 \times 2,535^2}{8} = 12,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 M_0 = 5,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 M_0 = 10,97 \text{ KN.m}$$

**III.3.9.5. Calcul du ferrailage à l'E.L. U :**

On a :

$$b = 30 \text{ cm ;}$$

$$h = 30 \text{ cm ;}$$

$$d = 0,9h = 27 \text{ cm}$$

**En travée :**

Le moment ultime :  $M_t = 15,18 \text{ KN.m}$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{15,18 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,17} = 0,015$$

À partir de l'abaque  $\rightarrow \beta = 0,9925$

$$A_{pr} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,18 \times 10^3}{0,9925 \times 27 \times 348} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte : 3T10 p.m (soit 2,36 cm<sup>2</sup>/m).

**En appui :**

Le moment ultime :  $M_a = 7,14 \text{ KN.m}$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7,14 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,17} = 0,007$$

À partir de l'abaque  $\rightarrow \beta = 0,9965$

$$A_{pr} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,14 \times 10^3}{0,9965 \times 27 \times 348} = 0,76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte : 3T10 p.m (soit 2,36 cm<sup>2</sup>/m).

**III.3.9.6 Les vérifications :**

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 2,36 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 2,36 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$	$\sigma_b = 4,93 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$	$\sigma_b = 2,32 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis-à-vis de l'effort tranchant	$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$	$\tau_u = 0,19\text{MPa} < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

**III.3.9.7. Ferrailage des armatures transversales :****Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \{h/35 ; b/10 ; \phi_l \leq \min \{8,6 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 12 \text{ mm}\} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

**L'espacement :**

$$St \leq \min [0,9d ; 40\text{cm}] \rightarrow \min [24,3\text{cm} ; 40\text{cm}]$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

Zone nodale :  $S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow$  Zone III

Zone courante :  $S_t \leq \min (b/2 ; h/2 ; 10 \phi_l) \rightarrow S_t = 15\text{cm} \rightarrow$  Zone III

**La longueur de scellement droit  $l_s$  :**

$$\tau_s = 0,6\Psi^2 f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

On adopte une courbe égale à :

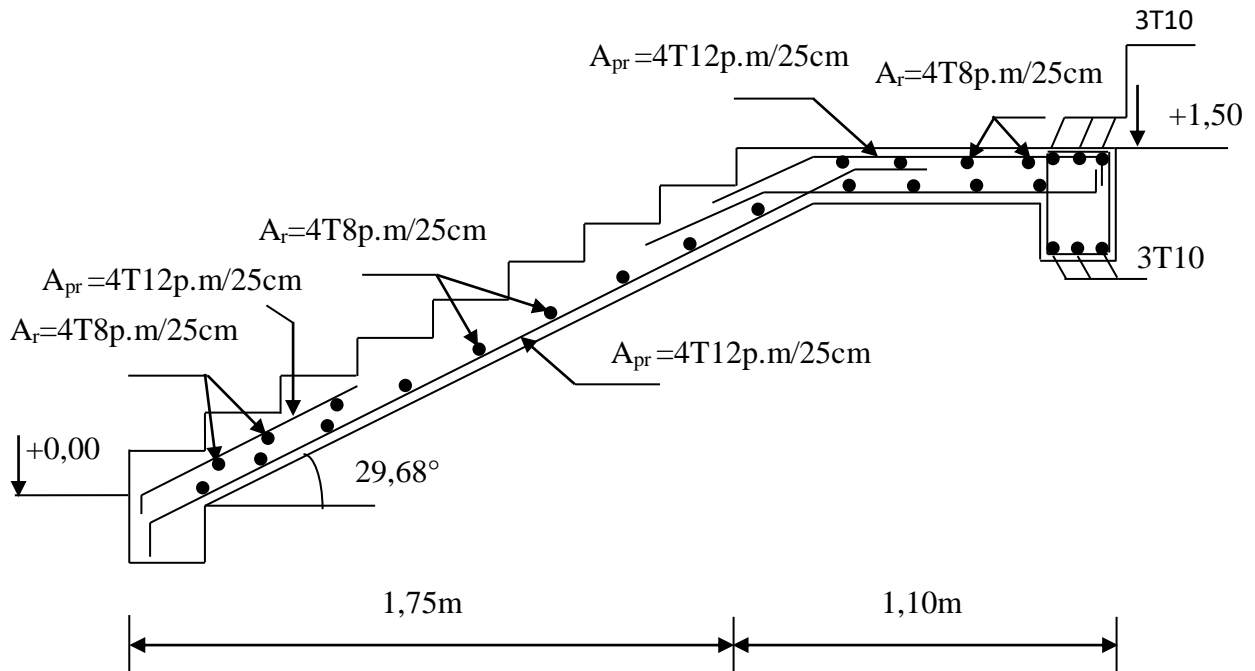
$$r = 5,5 \phi_l = 6,6 \text{ cm}$$

$$l_2 = d - (c + (\phi/2) + r) = 27 - (3 + 0,6 + 6,6) = 16,8 \text{ cm}$$

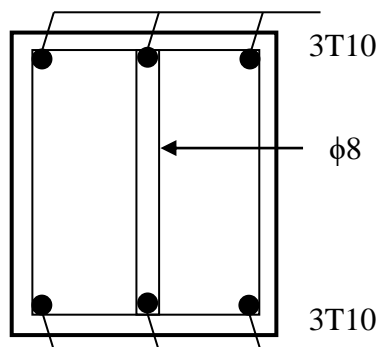
**III.3.9.8. Calcul de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{253,5} = 0,12 < \frac{1}{16} = 0,063 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{30}{253,5} = 0,12 > \frac{20,85}{15 \times 24,53} = 0,06 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4,52}{30 \times 27} = 0,0056 < \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.



**Figure III.8 : Ferrailage de l'escalier.**



**Figure III.9 : Ferrailage de la poutre palière.**

Chapitre IV :  
Calcul  
des  
planchers.

### IV.1. Introduction:

Le plancher est un élément de contreventement horizontale, soit en corps creux ,soit en dalle plain. Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol; ils assurent principalement 3 fonctions:

- **La résistance:** Ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges d'exploitations appliquées sue eux et les transmettre aux élément porteurs (poteaux, voiles,...); rigidifier la structure et participer à la résistance(répartition des efforts horizontaux).
- **Isolation:** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages(les locaux situés sous la terrasse ou ceux situés sur vide sanitaire).
- **Economie:** Dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu).

On peut les classer en deux catégories { les planchers coulés sur place (traditionnels)  
les planchers préfabriqués (partielle)

Notre structure étudiée composée du plancher à corps creuse qui constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis l'ensemble recouverts par une dalle de compression en béton légèrement armé ; les poutrelles sont des poutres de section T et disposées suivant la petite portée perpendiculaire aux poutres principales.

D'après le pré-dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20cm (16+4).

- Hauteur du corps creux = 16cm.
- Epaisseur de dalle compression = 4cm.

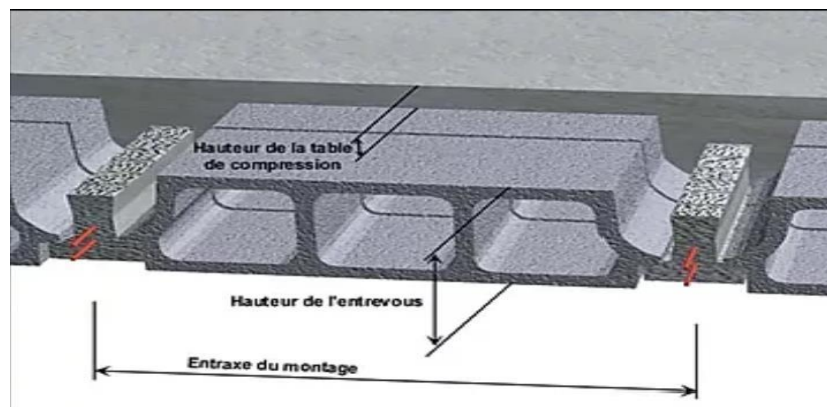
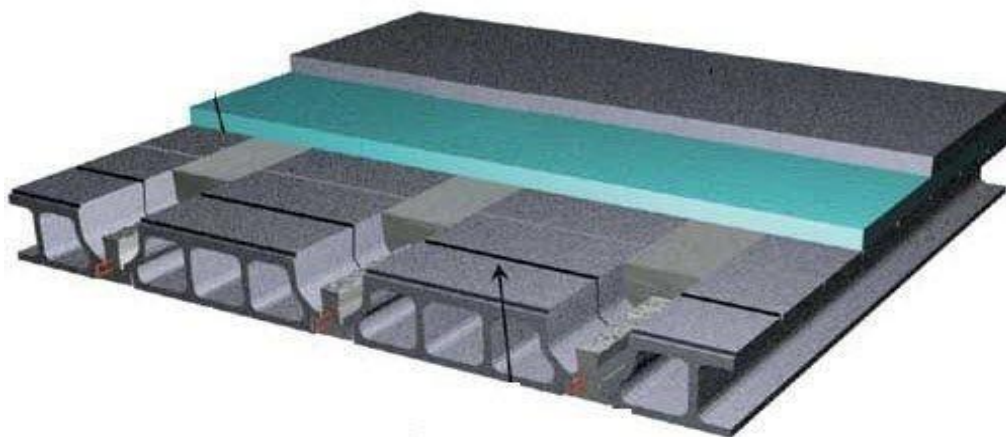


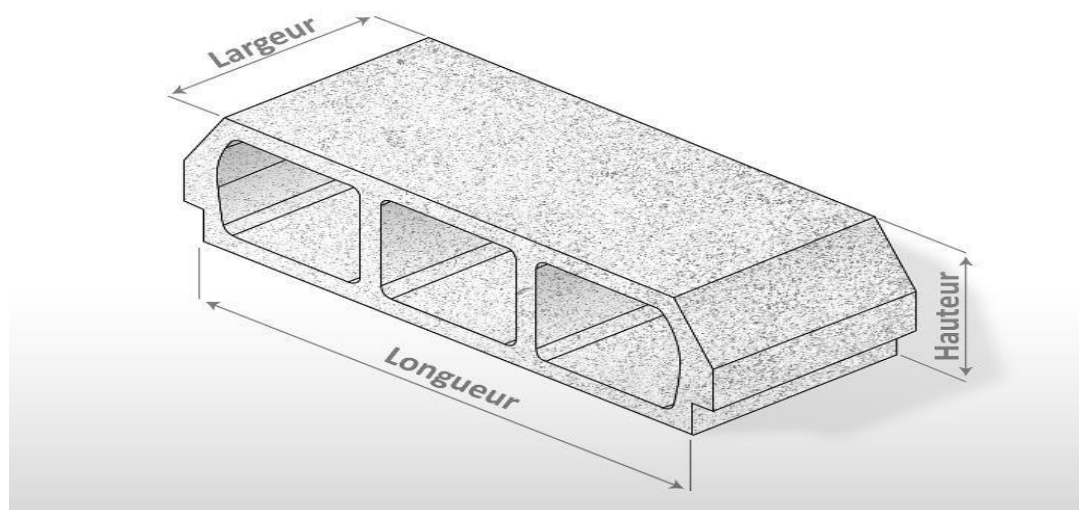
Figure IV.1 : Plancher à corps creux.

**Composition du plancher** : Est composé de corps creux, des poutrelles, et d'une dalle en béton armé de faible épaisseur.



**Figure IV.2 : Composition du plancher.**

**Corps creux** : généralement en béton sont disposée entre les poutrelles et servent du coffrage à la dalle couléés sur toute la surface du plancher.



**Figure IV.3 : corps creux.**

**Les poutrelles** : en béton armé coulées sur place ou préfabriquées ont la forme en T inversé. Les armatures sont entièrement enrobées de béton et sont disposées perpendiculairement aux sens porteurs et espacées de 65 cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'ourdis.

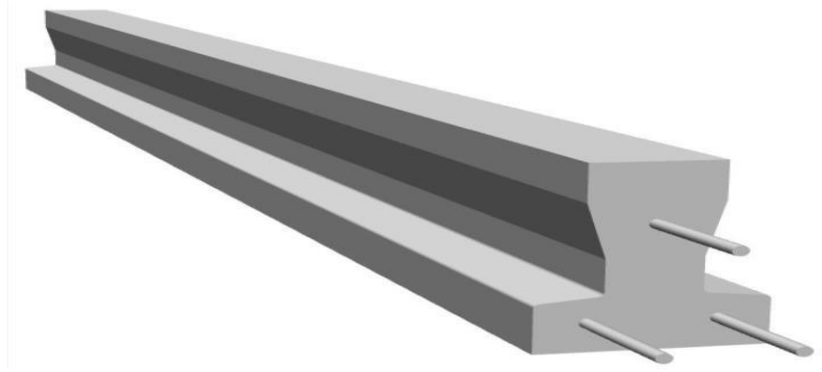


Figure IV.4 : poutrelle en béton armé.

**La dalle de compression** : armée d'un simple quadrillage d'armature de compression (treillis soudés), et le rôle de ce dernier est de transmettre les charges ; évités les fissures en béton.

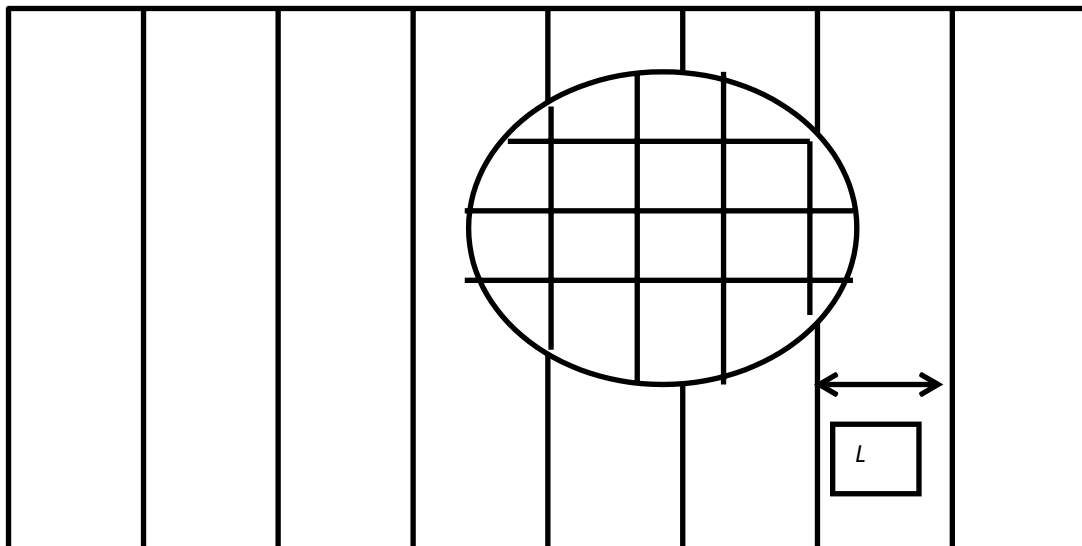


Figure IV.5 : La dalle de compression.

### Calcul du plancher à corps creux :

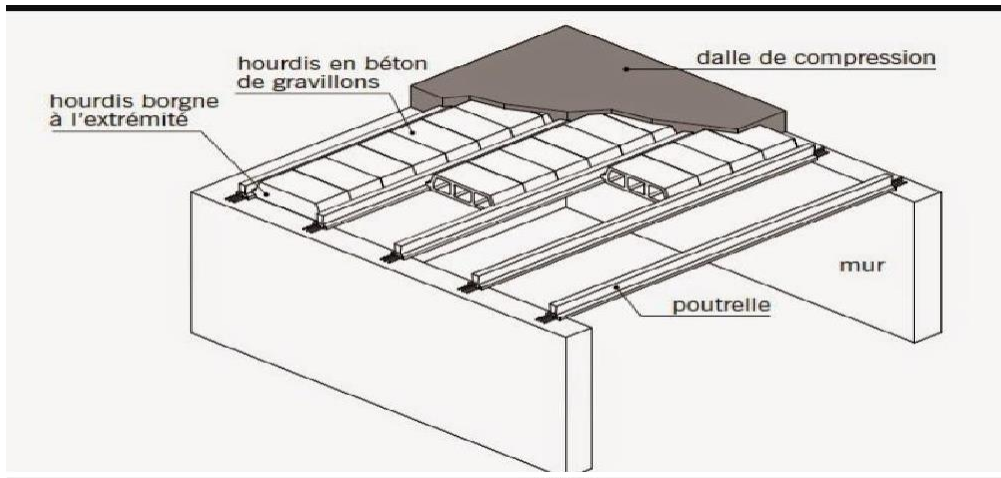


Figure IV.6 : Détail d'un plancher en corps creux.

#### IV.2. Pré-dimensionnement des poutrelles :

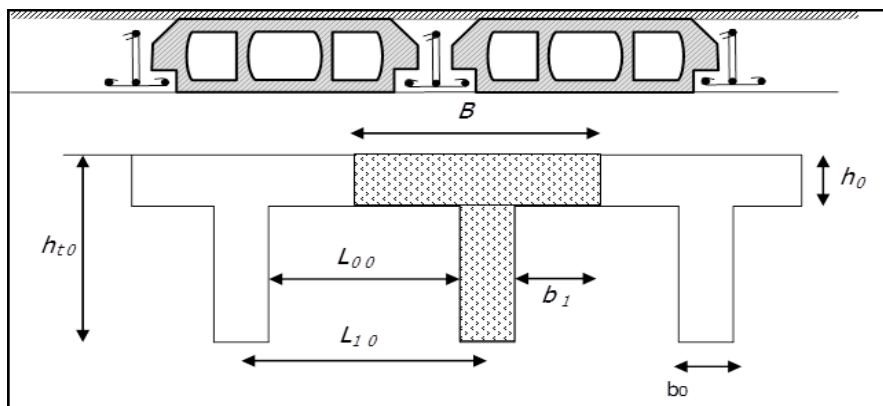


Figure IV.7 : coupe d'un plancher à corps creux et schéma explicatif de la poutrelle.

La structure à étudier étant une construction courante avec une surcharge modérée. ( $Q \leq 5$  KN/m<sup>2</sup>) .Donc le type de plancher à adopter est un plancher à corps creux.

Nous avons un plancher à corps creux  $h_t = 20$ cm.

{ 16 cm : corps creux.  
{ 4 cm : dalle de compression.

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65cm et sur les quelles vient s'appuyer l'hourdis.

{ Hauteur du plancher  $h_t = 16$  cm.  
{ Épaisseur de la dalle de compression  $h_0 = 4$  cm.



Le calcul de la largeur de nervure ( $b_0$ ) se fait à partir des conditions suivantes:

$$\begin{cases} 0,3h_0 \leq b_0 \leq 0,7h_0 \\ 0,3 \times 20 \leq b_0 \leq 0,7 \times 20 \end{cases} \rightarrow b_0 = 12 \text{ cm}$$

**Selon le B.A.E.L :**

$$\begin{cases} \frac{L_n - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \\ \frac{L}{10} = \frac{385}{10} = 38,5 \text{ cm} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \rightarrow 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

$L$  : La portée entre nus d'appuis de la travée considérée.

$L_n$  : La distance entre axes des nervures.

$h_0$  : La hauteur de la dalle de compression (4cm).

Suivant les normes algériennes (DTR.B.C), la distance  $L_n$  est prise généralement égale à 65cm.

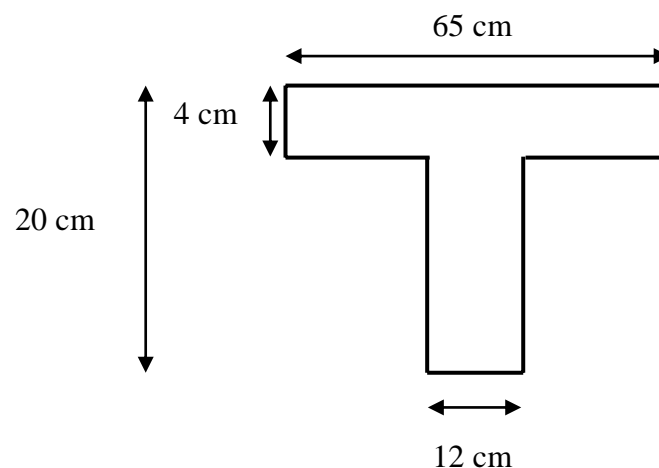
Alors :

$$b_1 = \min(26,5 ; 38,5 ; 28) \rightarrow \text{Donc on prend } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 \rightarrow \text{Alors } b = 65 \text{ cm}$$

Les poutrelles étudiées dans notre auront les dimensions suivants :

Les poutrelles étudiées dans notre auront les dimensions suivants :



**Figure: IV.8. Coupe transversale de poutrelle.**

**IV.3.Calcul des poutrelles :****IV.3.1.Méthodes de calcul:**

Il existe plusieurs méthodes pour calculer les poutrelles :

1. La méthode forfaitaire
2. La méthode des trois moments
3. La méthode de Caquot

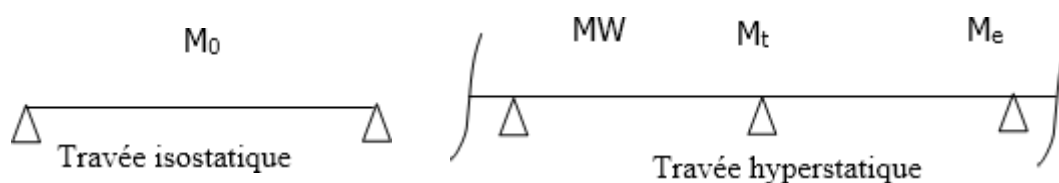
**Conditions de la méthode forfaitaire :**

Le règlement de calcul BAEL 91 propose une méthode de calcul " méthode forfaitaire " qui est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

- La surcharge d'exploitation est modérée  $Q \leq \max (2.G ; 5 \text{ KN/ m}^2)$ .
- Les moments d'inerte des sections transversales sont les même dans les différentes travées
- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

**IV.3.2.Principe de calcul:**

On exprime les moments maximaux en travée  $M_t$  et sur appuis,  $M_w$ ,  $M_e$  en fonction du moment, fléchissant maximal de la travée, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.



Selon le BAEL 91, les valeurs de  $M_w$ ,  $M_t$ ,  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes:

**IV.3.3.Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

$$M_t \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{(M_w + M_e)}{2}$$

$$M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)M_0}{2} \text{ dans une travée intermédiaire}$$

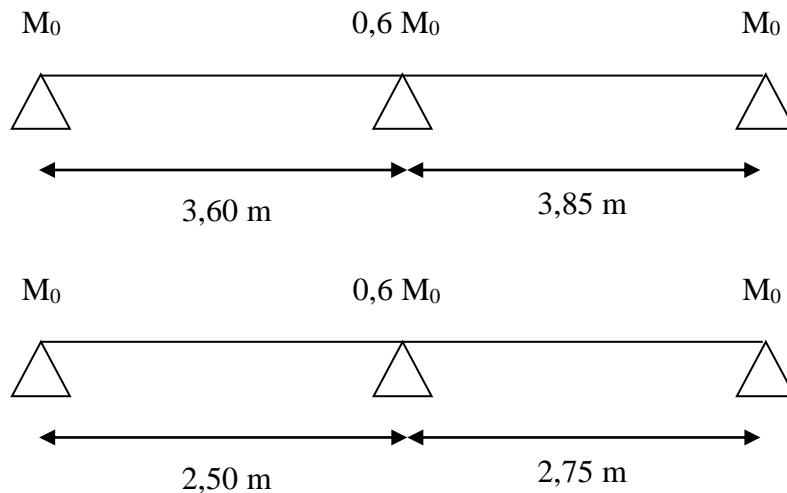
$$M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_0}{2} \text{ dans une travée de rive.}$$

$\alpha : Q / (G + Q)$  rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

#### IV.3.4. Valeurs des moments aux appuis:

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

On a un seul type à deux travées :



#### IV.4. Effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{Q \cdot L}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{Q \cdot L}{2}$$

#### IV.5. Effort internes:

Poutrelles à deux (02) travées : (poutrelles du plancher R.D.C et étages courant).

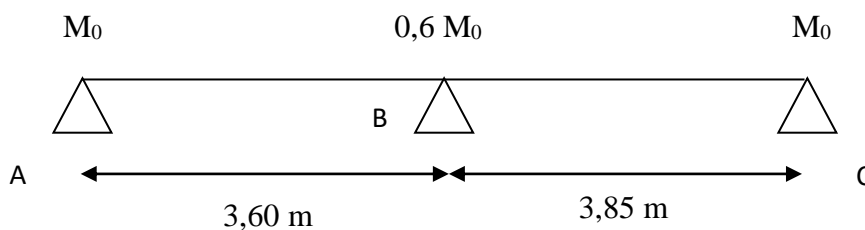


Schéma statique de la poutrelle à deux travées.

Vérification de la condition de la méthode forfaitaire :

- Fissuration peu préjudiciable ..... (Vérifiée).
- 2- Poutrelles à inerties transversales constantes ..... (Vérifiée).
- 3- Charge d'exploitation modérée  $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN / m}^2)$ .

**Plancher RDC et étage courant :**

$$\begin{cases} Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \\ G = 5,06 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 10,12 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{(Vérifiée).}$$

4-les rapports des portées successives sont compris entre :

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \left( \frac{360}{385} = 0,94 \right) \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{(Vérifiée).}$$

Donc on peut appliquer la méthode forfaitaire.

**IV.6.Calcul des sollicitations :**

**A l'E.L.U.R :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow q_u = 1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 1,5 = 9,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de } 0,65 \text{ m on a : } q_u = 9,08 \times 0,65 = 5,90 \text{ KN/m}^2$$

**IV.6.1. Calcul des moments isostatiques :**

Calcul des moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times l_{AB}^2}{8} \rightarrow M_0^{AB} = \frac{5,90 \times 3,60^2}{8} = 9,56 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times l_{BC}^2}{8} \rightarrow M_0^{BC} = \frac{5,90 \times 3,85^2}{8} = 10,93 \text{ KN/m}^2$$

**IV.6.2. Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 9,56 = 1,91 \text{ KN/m}^2$$

$$M_B = \max\{0,6M_0^{AB}; 0,6M_0^{BC}\} = 0,6 \times 10,93 = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

$$M_C = 0,2M_0^{BC} = 0,2 \times 10,93 = 2,19 \text{ KN/m}^2$$

**IV.6.3. Calcul des moments en travées :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,06} \rightarrow \alpha = 0,229 \\ 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,229 = 1,07 \geq 1,05 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,229}{2} = 0,53 \text{ (travée intermédiaire)} \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,229}{2} = 0,63 \text{ (travée de rive)} \end{array} \right.$$

Travée AB :

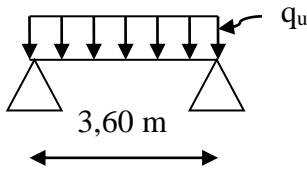
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq 1,07M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 5,99 \text{ KN.m} \rightarrow M_t^{AB} = 6,02 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq 0,63M_0^{AB} = 0,63 \times 9,56 = 6,02 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq 1,07M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 7,32 \text{ KN.m} \rightarrow M_t^{BC} = 7,32 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} \geq 0,53M_0^{BC} = 0,53 \times 10,93 = 5,79 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

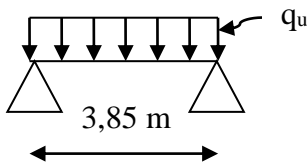
**IV.6.4. Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

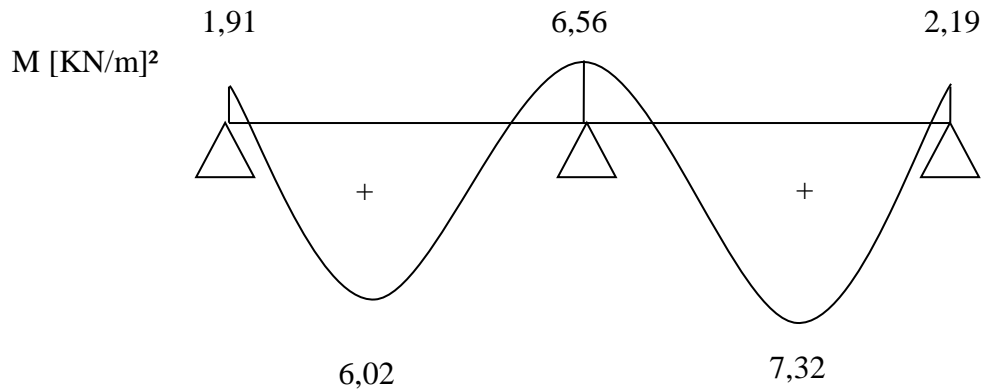
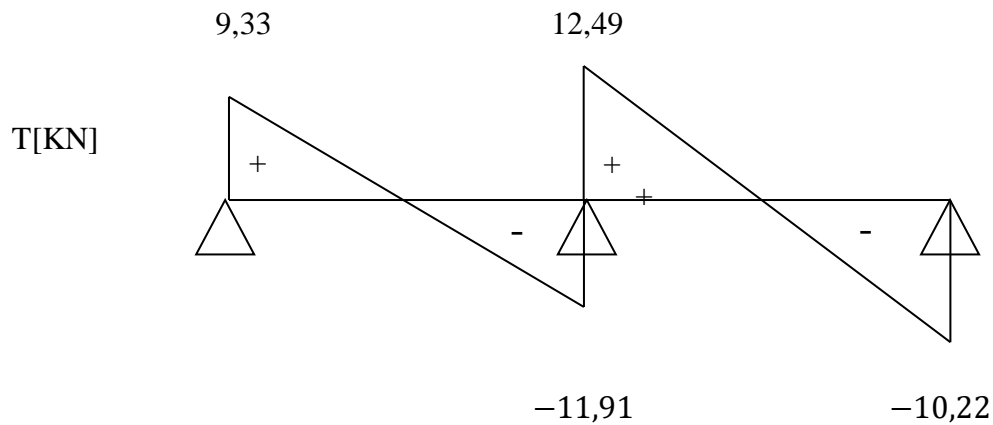


$$\left\{ \begin{array}{l} T_A = \frac{M_A - M_B}{l} + \frac{ql}{2} = 9,33 \text{ KN} \\ T_B = \frac{M_A - M_B}{l} - \frac{ql}{2} = -11,91 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée BC :



$$\left\{ \begin{array}{l} T_B = \frac{M_B - M_C}{l} + \frac{ql}{2} = 12,49 \text{ KN} \\ T_C = \frac{M_B - M_C}{l} - \frac{ql}{2} = -10,22 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**Diagramme des moments (E.L.U) :****Diagramme des efforts tranchant (E.L.U):****A l'E.L.S :**

$$q_s = G + Q \rightarrow q_s = 5,06 + 1,5 = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de } 0,65 \text{ m on a : } q_s = 6,56 \times 0,65 = 3,61 \text{ KN/m}^2$$

**IV.6.5. Calcul des moments isostatiques :**

Calcul des moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{q_s \times l_{AB}^2}{8} \rightarrow M_0^{AB} = \frac{3,61 \times 3,60^2}{8} = 5,85 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_s \times l_{BC}^2}{8} \rightarrow M_0^{BC} = \frac{3,61 \times 3,85^2}{8} = 6,69 \text{ KN/m}^2$$

**IV.6.6. Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 5,85 = 1,17 \text{ KN/m}^2$$

$$M_B = \max\{0,6M_0^{AB}; 0,6M_0^{BC}\} = 4,01 \text{ KN/m}^2$$

$$M_C = 0,2M_0^{BC} = 0,2 \times 6,69 = 1,34 \text{ KN/m}^2$$

#### IV.6.7. Calcul des moments en travées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,06} \rightarrow \alpha = 0,229 \\ 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,229 = 1,07 \geq 1,05 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,229}{2} = 0,53 \text{ (travée intermédiaire)} \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,229}{2} = 0,63 \text{ (travée de rive)} \end{array} \right.$$

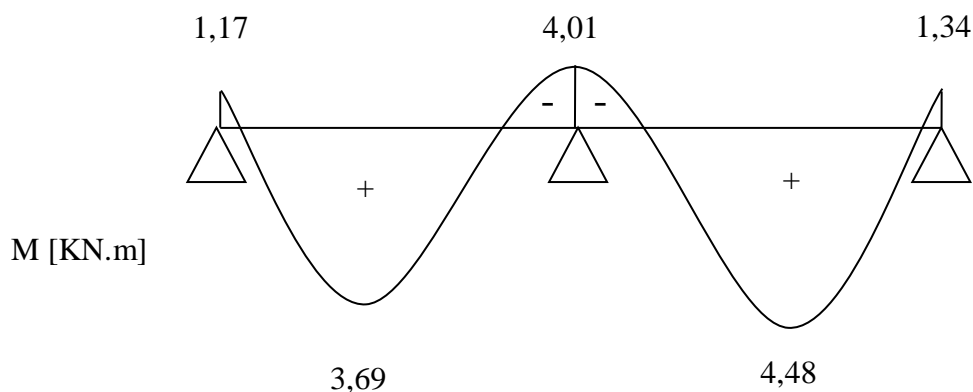
Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq 1,07M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 3,67 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq 0,63M_0^{AB} = 0,63 \times 5,85 = 3,69 \text{ KN.m} \end{array} \right. \rightarrow M_t^{AB} = 3,69 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq 1,07M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 4,48 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} \geq 0,53M_0^{BC} = 0,53 \times 6,69 = 3,55 \text{ KN.m} \end{array} \right. \rightarrow M_t^{BC} = 4,48 \text{ KN.m}$$

#### Diagramme des moments (E.L.S) :



E.L.U							E.L.S		
Travée	L (m)	M <sub>T</sub> (KN.m)	M <sub>W</sub> (KN.m)	M <sub>E</sub> (KN.m)	T <sub>W</sub> (KN)	T <sub>E</sub> (KN)	M <sub>T</sub> (KN.m)	M <sub>W</sub> (KN.m)	M <sub>E</sub> (KN.m)
A-B	3,60	6,02	1,91	6,56	9,33	11,91	3,69	1,17	4,01
B-C	3,85	7,32	6,56	2,19	12,49	10,22	4,48	4,01	1,34

**Tableau IV.1 : Tableau récapitulatifs des sollicitations du plancher.**

#### IV.7. Ferrailage des planchers R.D.C et étages courants:

On ferraille toute les poutrelles avec les sollicitations maximales à L'E.L.U.

##### E.L.U.R :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 7,32 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive}} = 2,19 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ intermédiaire}} = 6,56 \text{ KN.m} \\ T \text{ max} = 12,49 \text{ KN} \end{array} \right.$$

##### E.L.S :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 4,48 \text{ KN.m} \\ M_a \text{ max} = 4,01 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

#### IV.7.1.Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

##### En travée :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibré par la table telle que :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \rightarrow M_t = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M \text{ max} = 7,32 \text{ KN.m} < M_T = 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T é sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (b x h<sub>0</sub>) = (65 x 20) cm<sup>2</sup> soumise à : M<sub>t</sub> max = 7,32 KN.m

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7,32 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} = 0,025 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$



À partir de l'abaque  $\rightarrow \beta = 0,9875$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,32 \times 10^3}{0,9875 \times 18 \times 348} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Condition de non fragilité (section en Tê):**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V_2} \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15486,92}{0,81 \times 20 \times 13,75} \times \frac{2,1}{400} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculer}} = 1,18 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,37 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$\text{On adopte : } 3T10 \rightarrow A_s = 2,36 \text{ cm}^2$$

**Sur appuis : (intermédiaire)**

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$M_a = 6,56 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{6,56 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0,014 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

À partir de l'abaque  $\rightarrow \beta = 0,993$

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

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,56 \times 10^3}{0,993 \times 18 \times 348} = 1,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Condition de non fragilité (section en Tê):**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V_1} \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15486,92}{0,81 \times 20 \times 6,25} \times \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculer}} = 1,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$\text{On adopte : } 1T10 \text{ (filante)} + 1T10 \text{ (chapeau)} \rightarrow A_s = 1,57 \text{ cm}^2$$

**Sur appuis : (Rive)**

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$M_a = 2,19 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{2,19 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0,005 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

À partir de l'abaque  $\rightarrow \beta = 0,9975$

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

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,19 \times 10^3}{0,9975 \times 18 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Condition de non fragilité (section en Tê):**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V_1} \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15486,92}{0,81 \times 20 \times 6,25} \times \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculer}} = 1,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$\text{On adopte : 1T10} \rightarrow A_s = 0,79 \text{ cm}^2$$

**IV.7.2.Vérification des contraintes à l'E.L.S :****Position de l'axe neutre :**

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$d = 18 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A_s = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$32,5y^2 - 15 \times 2,36 \times (18 - y) = 0$$

$$32,5y^2 + 35,4y - 637,2 = 0$$

$$y = 3,92 \text{ cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$I_G = \frac{b}{3}y^3 + \eta A'(y - c') + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65}{3} \times (3,92)^3 + 15 \times 2,36 \times (18 - 3,92)^2 = 8323,04 \text{ cm}^4$$

### IV.7.3. Calcul des contraintes:

**Contrainte maximale dans béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{4,48 \times 10^3}{8323,04} \times 3,92 = 2,11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$ .

**Sur appuis:**

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') + \eta A_s(d - y) = 0$$

$$d = 18 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A_s = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$32,5y^2 - 15 \times 1,57 \times (18 - y) = 0$$

$$32,5y^2 - 15 \times 1,57 \times (18 - y) = 0$$

$$32,5y^2 + 23,55y - 423,9 = 0$$

$$y = 3,27 \text{ cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$I_G = \frac{b}{3}y^3 + \eta A'(y - c') + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65}{3} \times (3,27)^3 + 15 \times 1,57 \times (18 - 3,27)^2 = 5867,30 \text{ cm}^4$$

**IV.7.4. Calcul des contraintes:****Contrainte maximale dans béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{4,01 \times 10^3}{5867,30} \times 3,27 = 2,23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Contrainte de cisaillement (effort tranchant) :**L'effort tranchant maximal  $T_{max} = 12,49 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12,49 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,58 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne.

**Les armatures transversales  $A_t$ :**

$$\phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \phi_l)$$

Diamètre

$$\phi_t \leq \min(5,71; 12; 10) \rightarrow \phi_t \leq 5,71 \text{ mm}$$

On adopte:  $\phi_t = 6 \text{ mm}$ **Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min(18 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} \rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

**La section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

 $K = 1$  (fissuration non préjudiciable).

$$f_{tj}^* = \min(2,1 \text{ MPa}; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15$$

$$\tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

D'où :

On calcul la valeur de l'effort tranchant  $T_u(h/2)$  par la méthode des triangles semblable.

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} = T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = \frac{3,85}{2} + \frac{6,56 - 2,19}{9,08 \times 3,85} \rightarrow X = 2,05 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,20/2 = 0,10 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 2,05 - 0,10 = 1,95 \text{ m}$$

Donc:

$$T_u(h/2) = \frac{12,49 \times 1,95}{2,05} = 11,88 \text{ KN}$$

$$T_u(h/2) = 11,88 \text{ KN}$$

D'où:

$$\tau_u(h/2) = \frac{11,88 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,195} = 0,61 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0,80 \text{ MPa}$$

$$(*) \rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0,80 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 10}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,008 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

**Pourcentage minimal des armatures transversales :**

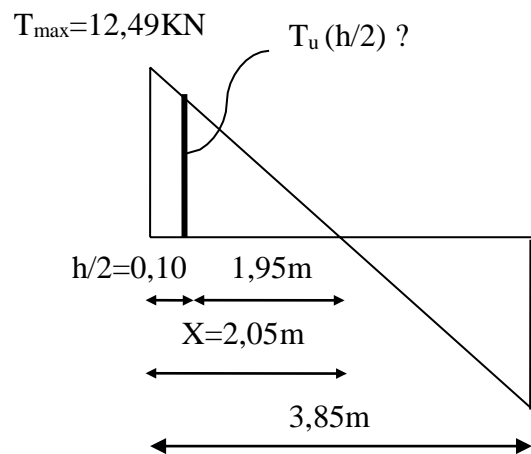
$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{0,80}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{min}} = \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 10}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max entre (1) et (2)  $\rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right) \geq 0,020 \text{ cm}$ , on prend  $S_t = 12 \text{ cm}$

$$A_t \geq 0,02 \times 12 = 0,24 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{cases} 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 12 \text{ cm} \end{cases}$$



Zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi L ; 15\text{cm})$$

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

Zone courante:

$$S_t \leq 15 \text{ cm}$$

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

On adopte  $\begin{cases} S_t = 10 \text{ cm Zone nodale.} \\ S_t = 15 \text{ cm Zone courante.} \end{cases}$

**Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_u = 12,49 \text{ KN}$$

$$M_a = 6,56 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_a}{Z} = \frac{6,56}{0,9 \times 21,6 \times 10^{-2}} = 33,74 \text{ KN} > T_u = 12,49 \text{ KN}$$

**Compression de la bille d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \rightarrow \text{avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

D'où :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a: la longueur d'appui de la bielle.

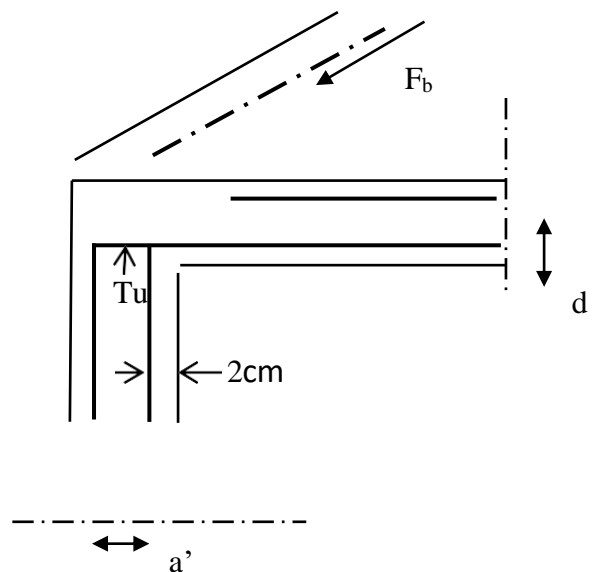
On doit avoir :

$$\bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b < 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$\frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow a \geq \frac{2T \cdot \gamma_b}{0,8b_0 \cdot f_{c28}}$$



$$a \geq \frac{2 \times 12,49 \times 1,5}{0,8 \times 10 \times 25 \times 10} = 0,019 \text{ m} = 1,9 \text{ cm}$$

$$a = \min (a' ; 0,9 d)$$

$$a = \min (31 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} > 2,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### Entraînement des armatures :

$$\tau_{\text{user}} = \frac{T}{0,9d \cdot \mu \cdot n} \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$\psi_s$ : coefficient de cisaillement  $\psi_s = 1,5$  pour H.A

T: effort tranchant max T = 12,49 KN

n : nombre d'armatures longitudinales tendues n = 3

$\mu$  : périmètre d'armature tendue  $\mu = \pi \cdot \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{user}} = \frac{12,49 \times 10^3}{0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{user}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{user}} = 0,82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit "L<sub>s</sub>" est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre  $\phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6\psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit  $L_s = \phi f_c / 4\tau_s$ .

$\phi$  : Diamètre d'une barre égale 1cm.

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 35cm.

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que :

$$r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm.}$$

**Vérification de la flèche :**

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

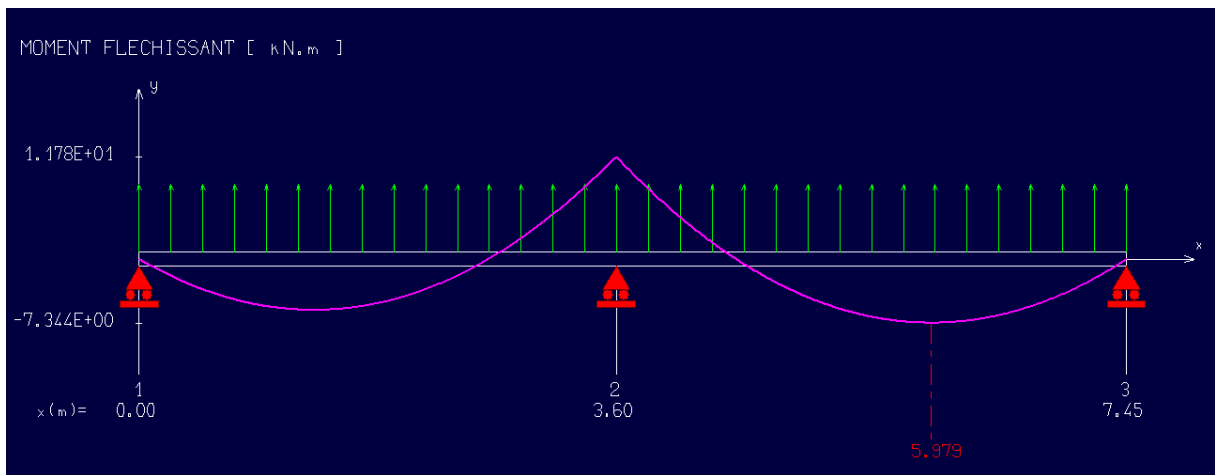
$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \rightarrow \left( \frac{20}{385} = 0,052 > 0,044 \right) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \right) \rightarrow \left( \frac{20}{385} = 0,052 > \frac{4,48}{15 \times 6,69} = 0,045 \right) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left( \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \rightarrow \left( \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**IV.8.Plancher terrasse :**

**IV.8.1.Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait- à l'aide du logiciel RDM 6 :

**A P.E.L.U :**



**Figure IV.9: Calcul du moment à E.L.U avec RDM6.**



**Figure IV.10: Calcul de l'effort tranchant E.L.U avec RDM6.**



```

+-----+
| Efforts intérieurs [ kN  kN.m  MPa ] |
+-----+
    
```

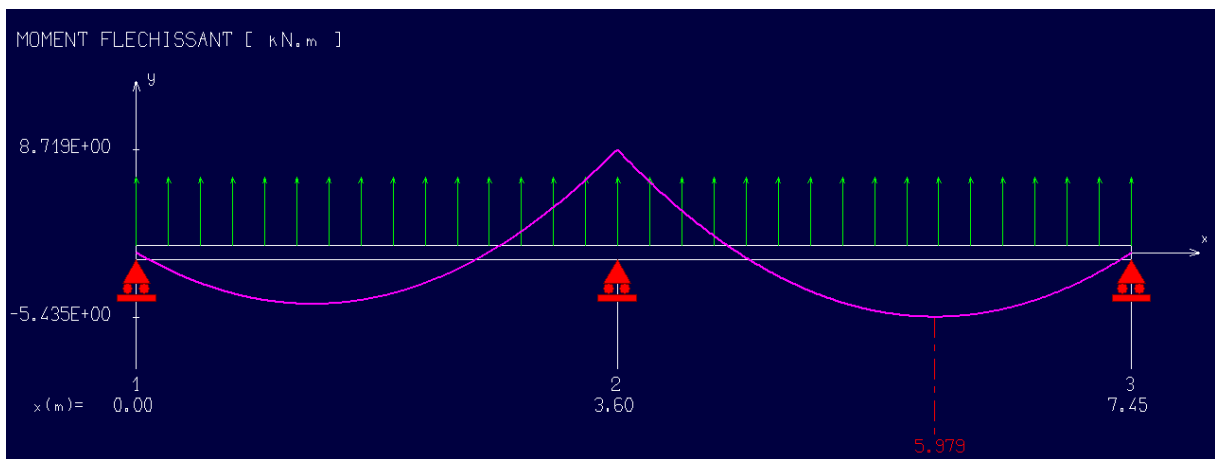
Ty = Effort tranchant      Mfz = Moment fléchissant      Sxx = Contrainte normale

Noeud	Ty	Mfz	Sxx
1	8.91	0.00	0.00
2	-15.46	11.78	250.07
2	16.09	11.78	250.07
3	-9.97	0.00	0.00

Moment flechissant maximal = 11.78 kN.m à 3.600 m  
 Moment flechissant minimal = -7.34 kN.m à 5.979 m

**Figure IV.11: Résultats effort tranchant et moment fléchissant E.L.U.**

**A P.E.L.S :**



**Figure IV.12: Calcul du moment à E.L.S avec RDM6.**

```

+-----+
| Efforts intérieurs [ kN  kN.m  MPa ] |
+-----+
    
```

Ty = Effort tranchant      Mfz = Moment fléchissant      Sxx = Contrainte normale

Noeud	Ty	Mfz	Sxx
1	6.60	0.00	0.00
2	-11.44	8.72	249.96
2	11.91	8.72	249.96
3	-7.38	-0.00	-0.00

Moment flechissant maximal = 8.72 kN.m à 3.600 m  
 Moment flechissant minimal = -5.43 kN.m à 5.979 m

**Figure IV.13: Résultats moment fléchissant E.L.S.**

Type de plancher Sollicitation	E.L.U			E.L.S	
	Max (appui) (KN.m)	Max (travée) (KN.m)	T (Max) (KN)	Max (appui) (KN.m)	Max (travée) (KN.m)
plancher terrasse inaccessible	11,78	7,34	16,09	8,72	5,43
Plancher RDC et étage courant	6,56	7,32	12,49	4,01	4,48

**Tableau IV.2 : Tableau Des moments des efforts tranchants Max.**

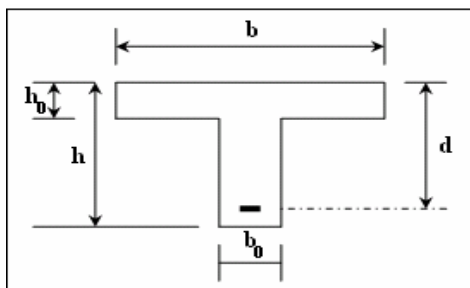
**IV.9.Ferraillage des poutrelles :**

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferraillage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable. Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:

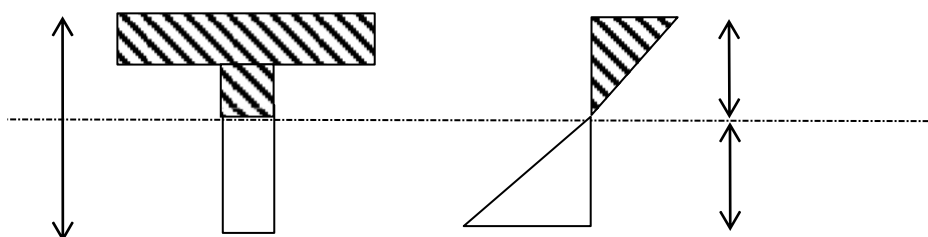
**Géométrie :**

- Largeur de la section de calcul  $b = 65$  cm.
- Largeur de la nervure  $b_0 = 12$  cm.
- Hauteur de la section  $h_t = 16$  cm.
- Hauteur de la section  $h_0 = 4$  cm.
- Hauteur utile  $d = 0,9h = 18$  cm.



**Figure IV.14 : Ferraillage des poutrelles.**

**IV.10.Moment d'inertie :**



$$\left\{ \begin{array}{l} I = \frac{b \times V_1^3}{3} + \frac{b_0 \times V_2^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (V_1^3 - h_0^3)}{3} \\ V_1 = \frac{b_0 \times h^2 + (b - b_0) \times h_0^2}{2[b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0]} \\ V_2 = h_t - V_1 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} I = 15486,92 \text{ cm}^4 \\ V_1 = 6,25 \text{ cm} \\ V_2 = 13,75 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Matériaux :**

Contrainte des aciers utilisés :  $f_e E40 = 400 \text{ MPa}$ .

Contrainte du béton à 28 jours :  $f_c 28 = 25 \text{ MPa}$ .

Contrainte limite de traction du béton :  $f_t 28 = 2.1 \text{ MPa}$ .

Fissuration peu préjudiciable.

**Sollicitations de calcul :****IV.11.Ferraillage du plancher terrasse :**

On ferraillera toute les poutrelles avec les sollicitations maximales à L'E.L.U.

**E.L.U.R :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 7,34 \text{ KN.m} \\ M_a \text{ rive} = 2,19 \text{ KN.m} \\ M_a \text{ intermédiaire} = 11,78 \text{ KN.m} \\ T \text{ max} = 16,09 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**E.L.S :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 5,43 \text{ KN.m} \\ M_a \text{ max} = 8,72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**IV.11.1.Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):****En travée :**

Choix des armatures :

On adopte : 3T10  $\rightarrow A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

**Sur appuis : Intermédiaire**

Choix des armatures :

On adopte : 1T12 (filante) + 1T12 (chapeau)  $\rightarrow A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

**Sur appuis : Rive**

Choix des armatures :

On adopte : 1T10  $\rightarrow A_s = 0,79 \text{ cm}^2$

**Les armatures transversales  $A_t$ :**

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \phi_l)$$

Diamètre

$$\phi_t \leq \min (5,71 ; 12 ; 10) \rightarrow \phi_t \leq 5,71 \text{ mm}$$

On adopte:  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

**Calcul des espacements :**

$$\begin{cases} S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min (18 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \end{cases} \rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi L ; 15\text{cm})$$

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

Zone courante:

$$S_t \leq 15 \text{ cm}$$

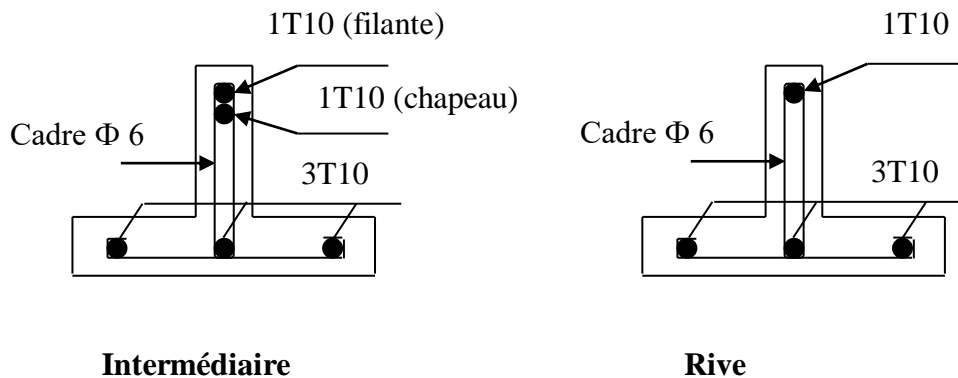
$$S_t = 15 \text{ cm}$$

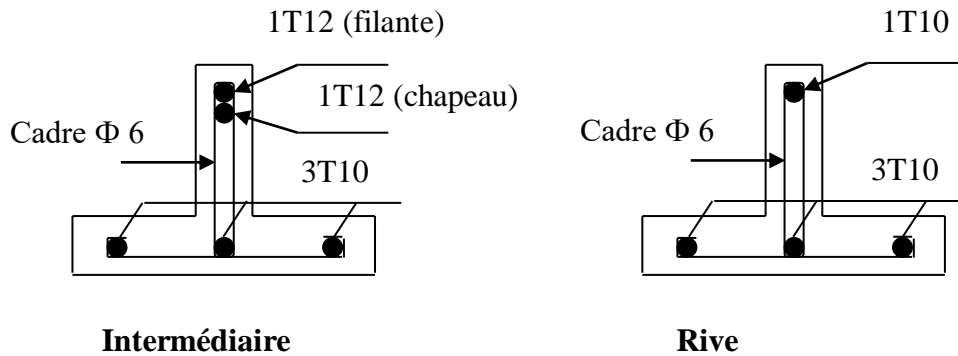
On adopte  $\begin{cases} S_t = 10 \text{ cm Zone nodale.} \\ S_t = 15 \text{ cm Zone courante.} \end{cases}$

	<b>Ferrailage</b>		
	Travée	Appui (intermédiaire)	Appui (rive)
Plancher terrasse	3T10 $\rightarrow A_s = 2,36 \text{ cm}^2$	1T12 (filante) + 1T12 (chapeau) $\rightarrow A_s = 2,26 \text{ cm}^2$	1T10 $A_s = 0,79 \text{ cm}^2$
Plancher RDC et étages courants	3T10 $\rightarrow A_s = 2,36 \text{ cm}^2$	1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) $\rightarrow A_s = 1,57 \text{ cm}^2$	1T10 $A_s = 0,79 \text{ cm}^2$

**Tableau IV.3 : Récapitulatif du ferrailage plancher terrasse, R.D.C et étages courants.**

**Plancher étages courants :**



**Plancher terrasse :**

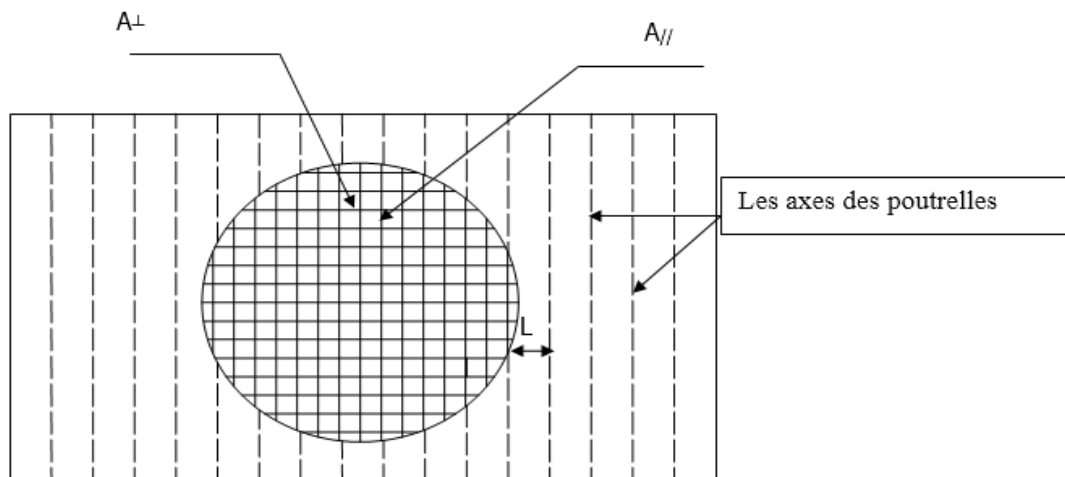
**Figure IV.15 : Dessin de ferrailage des poutrelles.**

**IV.12.Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20 cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

33 cm (3.par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.



**Figure IV.16 : Ferrailage de la dalle de compression.**

**Section minimale des armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq 200 / f_e \text{ (cm}^2\text{/ml) si } L \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4L / f_e \text{ (cm}^2\text{/ml) si } 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$$

Avec :

$L$  : l'écartement entre axe des nervures.

**Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles:**

$$A_{//} \geq A_{\perp} / 2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

On prend :

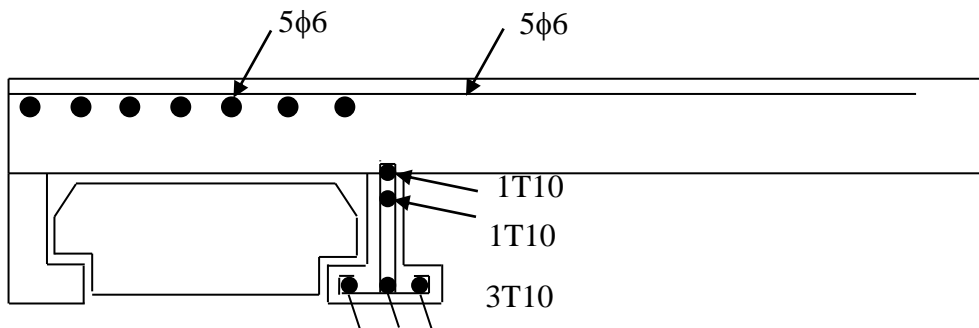
$$A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 1,41 / 2 = 0,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend :

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

On prend un quadrillage de section  $5\phi 6$  avec un espacement de 20 cm.



**Figure IV.17 : Ferrailage du plancher corps creux.**

Chapitre V :

Etude

Sismique.

### **V.1 Généralités sur les séismes :**

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulisent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

### **V.2 Introduction :**

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

### **V.3 Calcul sismique :**

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse : Analyse statique équivalente : Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

#### **1-Analyse Modale Spectrale :**

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

#### **2-Méthode du calcul :**

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Response Spectrum Function; Time History



Fonction...) Pour notre cas, on a choisie « Response Spectrum Fonction» qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

#### V.4.1. Vue 3D de la structure :

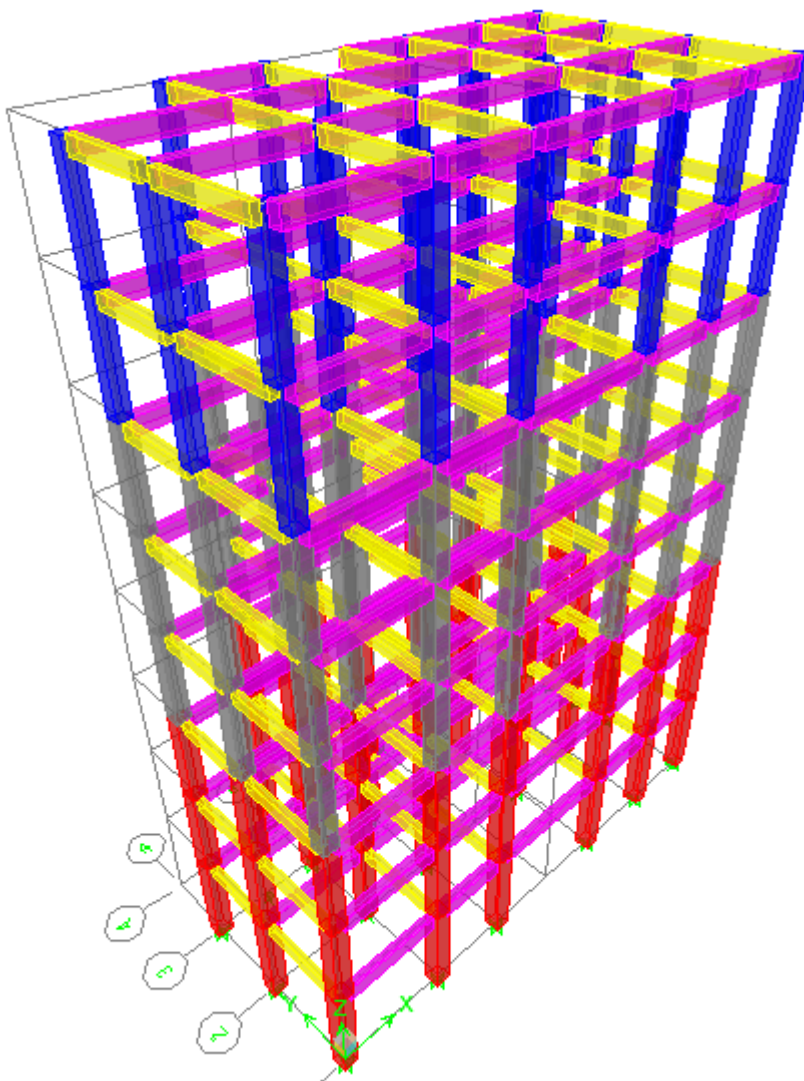


Figure V.1 : Vue 3D de la structure.

**V.4.2. La disposition des voiles :**

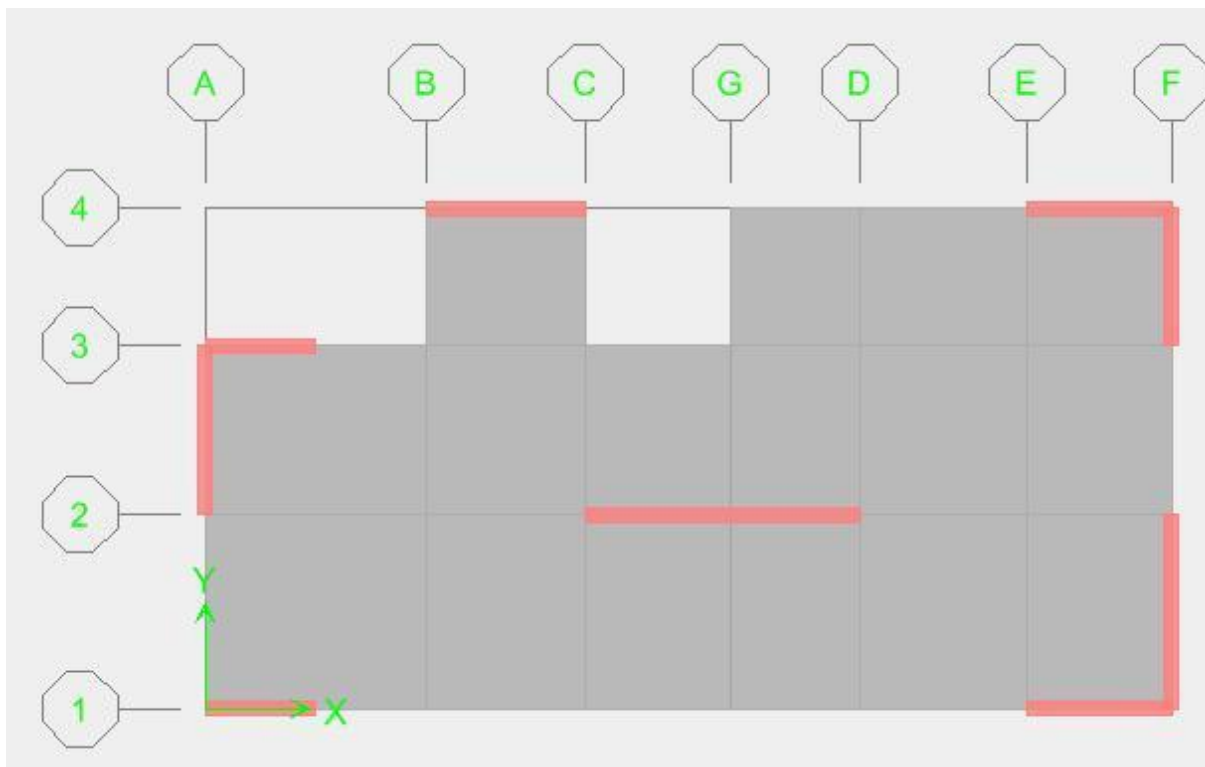


Figure V.2: Dispositions des voiles de contreventement.

**V.4.3. Disposition des poutrelles :**

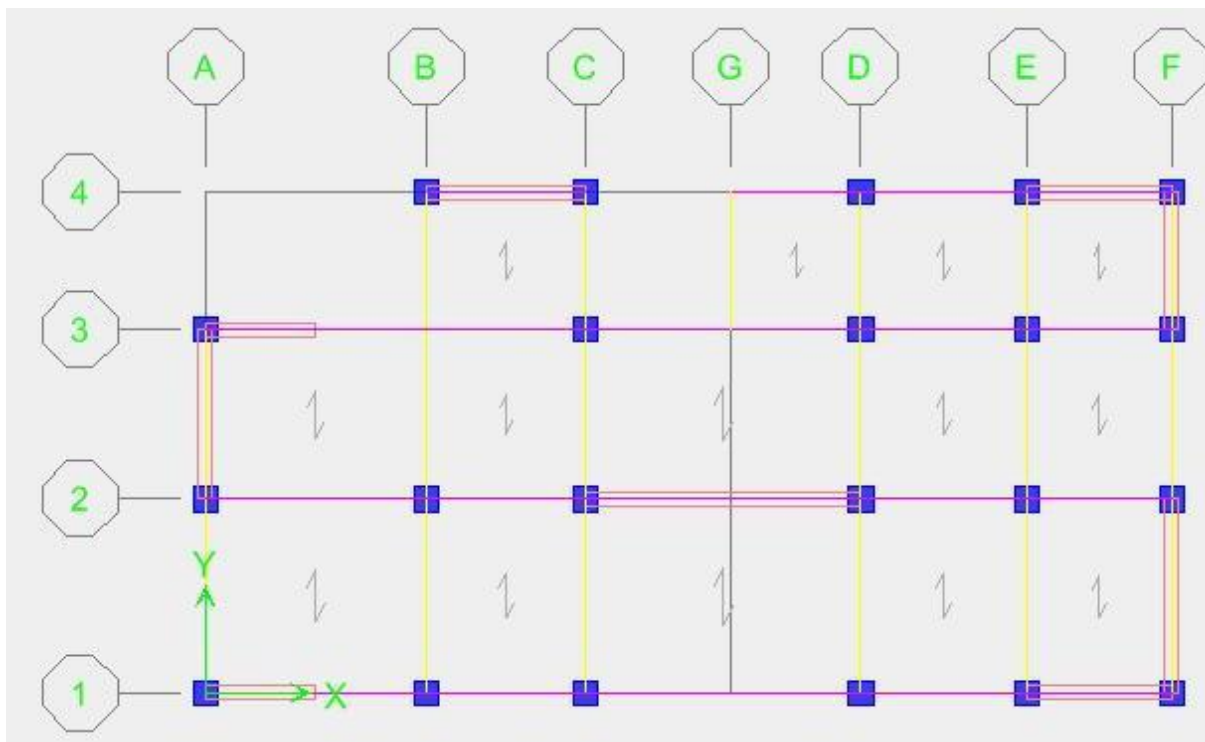


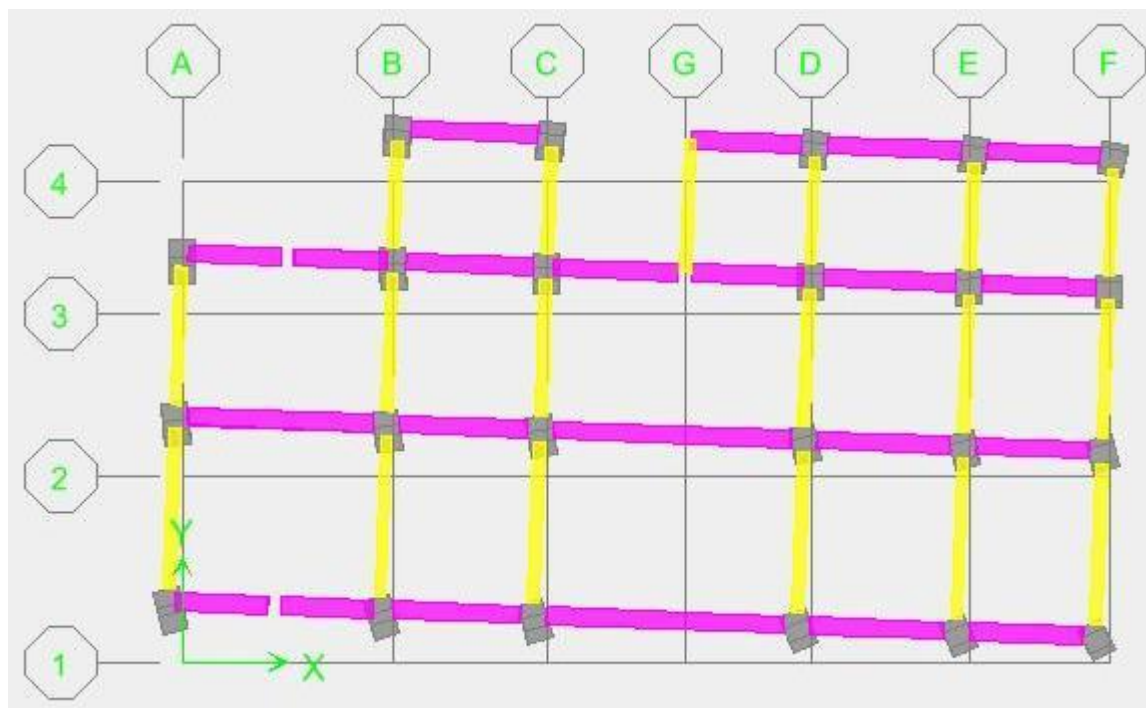
Figure V.3 : Disposition des poutrelles.

## V.4.4. Les résultats de l'analyse :

Mode	Période	U <sub>X</sub>	U <sub>Y</sub>	Sum <sub>UX</sub>	Sum <sub>UY</sub>
1	0.437654	3.1321	54.2745	3.1321	54.2745
2	0.319678	63.7668	0.7013	66.8988	54.9758
3	0.242747	2.3978	15.4358	69.2967	70.4116
4	0.105906	1.3005	14.5188	70.5971	84.9304
5	0.078161	16.3452	0.7474	86.9424	85.6778
6	0.064158	1.0962	2.9543	88.0385	88.6321
7	0.046988	0.5926	5.3497	88.6312	93.9818
8	0.034949	5.7908	0.3031	94.4219	94.2849
9	0.030355	0.1603	0.8938	94.5823	95.1787
10	0.028566	0.3218	2.2903	94.904	97.469
11	0.021451	2.578	0.2213	97.482	97.6904

Tableau V.1 : Résultats de l'analyse.

## V.4.5. Analyse de la structure mode 1 :

Figure V.4: Analyse de la structure Mode 1 (translation)  $T = 0,44$  S.

V.4.6. Analyse de la structure mode 2 :

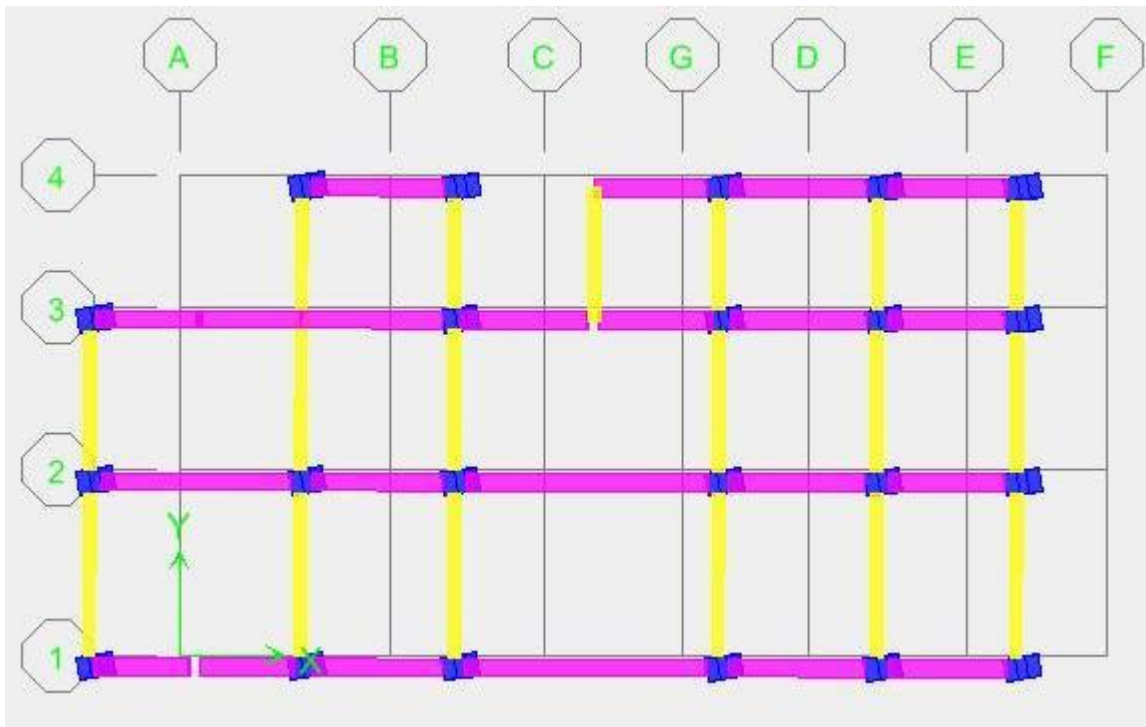


Figure V.5: Analyse de la structure Mode 2 (translation)  $T = 0,32$  S.

V.4.7. Analyse de la structure mode 3 :

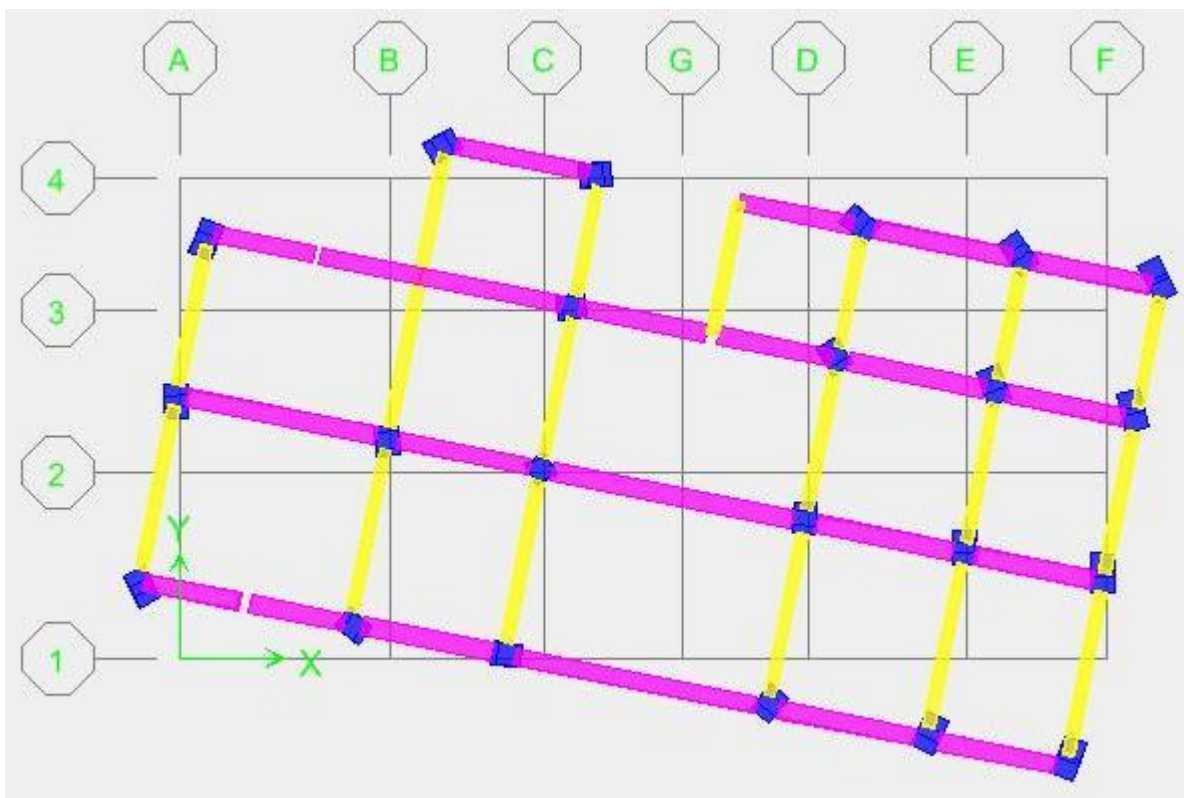


Figure V.6: Analyse de la structure Mode 3 (rotation)  $T = 0,24$  S.

**Détermination des charges :** pour notre cas, on a trois types :

**Charge permanente G:** contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

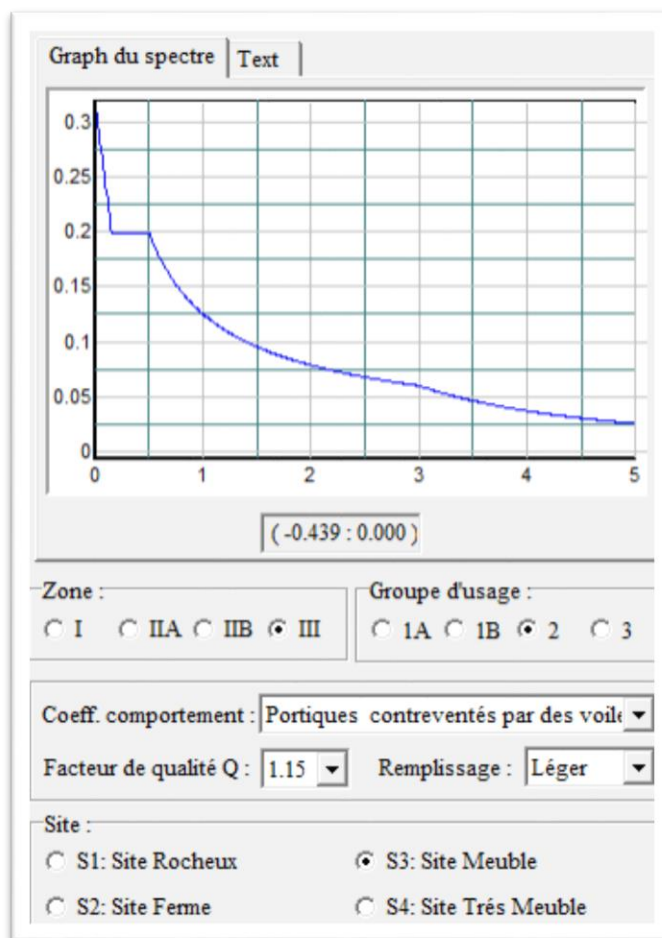
**Charges d'exploitation Q:** les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

**Les forces sismiques E :** contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y et Z).

**Détermination du spectre de réponse :**

Zone sismique	Groupe d'usage	Assise	Facteur de qualité	Coefficient de comportement	Amortissement $\xi$
III	2	S <sub>3</sub>	1,15	5,000	6,00 %

**Spectre de réponse :**



**V.5 Interprétation des résultats :****V.5.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V.

**V.5.1.1 Calcul la force statique équivalente :**

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

Coefficient d'accélération de zone :  $A = 0,25$  ;

Facteur d'amplification dynamique moyen  $D = 0,71$  ;

Facteur de qualité  $Q = 1,15$  ;

Coefficient de comportement  $R = 5$  ;

Poids total de la structure  $W = 13161,63$  KN ;

**1. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ S} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ S} \end{cases}$$

Avec :

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

Où :

$\xi$  : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.



Portique en béton armé, remplissage léger  $\xi = 6\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+6}} = 0,94 > 0,7 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Site meuble (S3) :  $T_2 = 0,50 \text{ S}$

$$T = C_t h_N^{\frac{3}{4}}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à  $h_N = 24,25 \text{ m}$

$C_t$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA  $\rightarrow C_t = 0,05$

$$T = 0,05 \times (24,25)^{\frac{3}{4}} \rightarrow T = 0,55 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0,5 \text{ S} < T = 0,53 \text{ S} \rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,71 \text{ S}$$

**Sens (x) :**

$$T_x = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{24,25}{\sqrt{16,65}} = 0,53 \text{ S}$$

**Sens (y) :**

$$T_y = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{24,25}{\sqrt{8,28}} = 0,76 \text{ S}$$

Q : Facteur de qualité :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité Q est satisfait ou non.

Pour avoir la valeur de  $P_q$  tout dépend des six critères de Q ; on a donnée dans le tableau suivant :

Critère q	$P_q$	
	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	0
Redondance en plan.	0	0
Régularité en élévation.	0	0
Régularité en plan.	0	0
Contrôle de qualité de matériaux.	0	0,05
Contrôle de qualité de l'exécution.	0	0,10

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0,05 + 0,10 = 1,15$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1,15 \rightarrow V = V_x = V_y$$

### V.6. Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \text{ [RPA99 version 2003/formule 4.5]}$$

Avec :

$W_{Gi}$  : Poids du aux charge permanentes ;

$W_{Qi}$  : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes ;

$\sum W_{Qi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation ;

Le poids total de la structure est donné par le logiciel Etabs 9.7.4

$$W = \sum W_k = W_x = W_y = 13161,63 \text{ KN.}$$

Notre structure est une structure mixte portique / voile avec interaction et par conséquent le coefficient de comportement  $R=5$  (tableau 4.3 des RPA99/V2003).

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 0,71 \times 1,15}{5} \times 13161,63 \rightarrow V = 537,32 \text{ KN}$$

### V.7. Les vérifications vis-à-vis du RPA99/2003 :

#### V.7.1. La résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier Etabs 9.7.4, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

**Sens xx :**

$$V_{x \text{ dyn}} = 1818,02 \text{ KN} > 80\% V \rightarrow 537,32 \times 0,8 = 429,86 \text{ KN} < V_{x \text{ dyn}} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Sens yy :**

$$V_{y \text{ dyn}} = 1602,35 \text{ KN} > 80\% V \rightarrow 537,32 \times 0,8 = 429,86 \text{ KN} < V_{y \text{ dyn}} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### V.7.2. Vérification de la période : [RPA99 (version 2003) /4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dyn}} = 0,44 \text{ S} < 1,3 \times T_x = 1,3 \times 0,53 \text{ S} = 0,69 \text{ S} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$T_{\text{dyn}} = 0,44 \text{ S} < 1,3 \times T_y = 1,3 \times 0,76 \text{ S} = 0,99 \text{ S} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



**V.7.3. Les coefficients de participation modale :**

On doit vérifier  $\sum \alpha \geq 90\%$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

**Sens longitudinal :**

$\sum \alpha_x = 97,48\% > 90\%$  ..... condition vérifiée.

**Sens transversal :**

$\sum \alpha_y = 97,69\% > 90\%$  ..... condition vérifiée.

**V.7.4. Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

- Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k < 0,2 \text{ S}$$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 8 niveaux).

$T_k$  : la période du mode K.

$$K \geq 3\sqrt{8} = 8,49 \rightarrow K \geq 8 \text{ modes}$$

$$T_8 = 0,03 < 0,2 \text{ S} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**V.7.5. Calcul et vérification des déplacements :**

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \bar{\delta}_k \quad \text{Avec: } \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R= 5.

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion).

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Sens longitudinal				Comparaison
Niveaux	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1% h (m)
7	0,003	0,015	0,0025	0,03
6	0,0025	0,0125	0,0025	0,03
5	0,002	0,01	0,002	0,03
4	0,0016	0,008	0,002	0,03
3	0,0012	0,006	0,002	0,03
2	0,0008	0,004	0,002	0,03
1	0,0004	0,002	0,0015	0,03
R.D.C	0,0001	0,0005	0,0005	0,0325

**Tableau V.2 : les déplacements relatifs aux différents niveaux (Sens longitudinal).**

Sens transversal				Comparaison
Niveaux	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1% h (m)
7	0,0118	0,059	0,009	0,03
6	0,01	0,05	0,009	0,03
5	0,0082	0,041	0,009	0,03
4	0,0064	0,032	0,0085	0,03
3	0,0047	0,0235	0,0085	0,03
2	0,003	0,015	0,007	0,03
1	0,0016	0,008	0,0055	0,03
R.D.C	0,0005	0,0025	0,0025	0,0325

**Tableau V.3 : les déplacements relatifs aux différents niveaux (Sens transversal).**

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage.

1%  $h_e = 0,03$  ..... la condition est vérifiée ; selon le critère de justification de sécurité de l'article 5.10 du RPA99/V2003.

#### V.7.6. Justification de l'effet P- $\Delta$ :

Les effets du 2ème ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta_k = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

$P_K$  : poids total de la structure et des charges des exploitations associées au dessus niveau "K".

$V_K$  : effort tranchant d'étage au niveau "K".

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau " k"

$h_K$  : hauteur de l'étage "K".

Si:  $0,10 \leq \theta_K \leq 0,20$ , les effets P-  $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur:

$$\frac{1}{(1 - \theta_K)}$$

Si:  $\theta_K > 0,20$ , La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée Les résultats obtenus par le calcul numérique sont donnés par le tableau suivant :

#### Sens longitudinal :

Niveaux	$W_g$ (KN)	$P_K$ (KN)	$h_K$ (m)	$\Delta_K$ (KN)	$V_x$ (KN)	$\theta$
7	143,0854	143,0854	3,00	0,0025	1798,04	$6,63 \times 10^{-5}$
6	161,6503	304,7357	3,00	0,0025	3419,71	$7,43 \times 10^{-5}$
5	165,3309	470,0666	3,00	0,002	5126,7	$6,11 \times 10^{-5}$
4	169,6806	639,7472	3,00	0,002	6833,68	$6,24 \times 10^{-5}$
3	169,6806	809,4278	3,00	0,002	8540,67	$6,32 \times 10^{-5}$
2	173,3717	982,7995	3,00	0,002	10329,59	$6,34 \times 10^{-5}$
1	177,5493	1160,3488	3,00	0,0015	12118,51	$4,79 \times 10^{-5}$
R.D.C	181,3057	1341,6545	3,25	0,0005	13981,11	$1,48 \times 10^{-5}$

Tableau V.4 : l'effet P- $\Delta$  Sens longitudinal.

#### Sens longitudinal :

Niveaux	$W_g$ (KN)	$P_K$ (KN)	$h_K$ (m)	$\Delta_K$ (KN)	$V_y$ (KN)	$\theta$
7	143,0854	143,0854	3,00	0,009	1798,04	$2,39 \times 10^{-4}$
6	161,6503	304,7357	3,00	0,009	3419,71	$2,67 \times 10^{-4}$
5	165,3309	470,0666	3,00	0,009	5126,7	$2,75 \times 10^{-4}$
4	169,6806	639,7472	3,00	0,0085	6833,68	$2,65 \times 10^{-4}$
3	169,6806	809,4278	3,00	0,0085	8540,67	$2,69 \times 10^{-4}$
2	173,3717	982,7995	3,00	0,007	10329,59	$2,22 \times 10^{-4}$
1	177,5493	1160,3488	3,00	0,0055	12118,51	$1,76 \times 10^{-4}$
R.D.C	181,3057	1341,6545	3,25	0,0025	13981,11	$7,38 \times 10^{-5}$

Tableau V.5 : l'effet P- $\Delta$  Sens transversal.

$$\theta_K < 0,1$$

Donc :

L'effet P- $\Delta$  est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

#### Conclusion:

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

Chapitre VI :  
Ferrailage  
des  
portiques.

**VI.1. Introduction :**

Les éléments principaux, sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation. Le ferrailage de ces éléments doit être calculé de manière à résister les combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable. Les réglementations en vigueur « BAEL91 et RPA99 » nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

**VI.2. Les combinaisons de calcul :**

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales et horizontales sont données ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base de règlements BAEL91 et RPA99/V2003.

$$\begin{aligned} \text{Poutres} & \left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1}^{\text{er}} \text{ genre(BAEL91)} ; 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2}^{\text{ème}} \text{ genre(RPA99/V2003)} ; \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right. \\ \text{Poteaux} & \left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1}^{\text{er}} \text{ genre(BAEL91)} ; 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2}^{\text{ème}} \text{ genre(RPA99/V2003)} ; \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right. \end{aligned}$$

**VI .3. Ferrailage des poutres :****a) Méthode de calcul :**

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>ème</sup> genre :

– Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre :  $S_{P1}=1,35G+1,5Q \rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp1}$

– Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre :  $\begin{cases} S_{P2} = 0,8G \pm E. \\ S_{P2} = G + Q \pm E \end{cases} \rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp2}$

$$\text{Si: } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{P1} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{P2} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à «l'ELU», on introduit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s ; \gamma_b$ ).

Pour une situation accidentelle :  $\begin{cases} \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$

Pour une situation courante :  $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \rightarrow \sigma_b = 14,20 \text{ MPa} \end{cases}$

**b) Recommandations du DTR pour Les armatures longitudinales :**

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale :  $A_{\min}=0,7\% b h$
- Section d'armature maximale:  $\begin{cases} A_{\max 1} = 4\% b h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{\max 2} = 6\% b h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $\begin{cases} 40\phi \text{ en zone I et II} \\ 50\phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

**VI.3.1. Exemple de calcul :**

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

**VI.3.2. Ferrailage des poutres du plancher terrasse :**

L'exemple ci-dessous sera fait pour une poutre principale de rive, les moments  $M_{sp1}$  et  $M_{sp2}$  sont tirés à partir du logiciel ETABS.

**a) Ferrailage sur appuis :**

**Terrasse :**

**- poutre de rive :**

**Sens principal :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 18,73 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 17,98 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1,04 < 1,15 \rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous Sp1}$$

**Le moment réduit  $\mu_u$  :**

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{18,73 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,20} = 0,027$$

À partir de l'abaque  $\rightarrow \beta = 0,9865$

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,73 \times 10^3}{0,9865 \times 40,5 \times 348} = 1,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

## VI. 2 Vérification du ferrailage de la poutre :

### a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h_t = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

→ condition vérifiée sur toute la section.

$$A_{\text{adpt}} \geq \text{Max} (A_{\text{cal}}, A_{\min}) \rightarrow A_{\min} = 6,75 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{On adopte : } 3\text{T}12 + 3\text{T}14 \rightarrow A_s = 8,01 \text{ cm}^2$$

### b) Contrainte de cisaillement :

$$T = 56,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{56,57 \times 10}{30 \times 40,5} = 0,47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min (3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée ;}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

### c) Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right\} = \min \{12,86 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 12 \text{ mm}\} \rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

### d) L'espacement:

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{36,45 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le RPA 99/V2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\phi_1 \right\} = \min \{11,25 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq h/2 = 22,5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

### e) Vérification de la section d'armatures minimale:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{(\bar{\tau}_u - 0,3f_{tj})}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \rightarrow A_t \geq \frac{(\bar{\tau}_u - 0,3f_{tj}) \times b_0 \times S_t}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \times \frac{\gamma_s}{f_e} \rightarrow A_t \geq 1,79 \text{ cm}^2$$

**f) Ancrage des armatures tendues :**

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{c28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$$

Avec:

$\phi$  : Diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 235 / (4 \times 2,84) = 28,96 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon :

$$r = 5,5 \phi = 5,5 \times 0,8 = 7,7 \text{ cm}$$

**e) Calcul des crochets :**

Crochets courants angle de 90°.

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \text{ Profondeur utile } d = 40,5 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi = 1,4 \text{ cm} ; L_2 = 40,05 \text{ cm} ; L_1 = -14,95 \text{ cm}$$

**h) Compression de la bielle d'about:**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ OÙ "a" est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que

$$\bar{\sigma}_b = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \rightarrow a \geq \frac{2 \times 56,57 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10}$$

$$= 0,028 \text{ m} = 2,8 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$



$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm} ; 36,45 \text{ cm}) = 26 \text{ cm}$$

$a > 3,50 \text{ cm}$  ... .. Condition vérifiée.

### i) Entrainement des armatures:

#### - Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de cisaillement :  $\psi_s = 1,5$  pour H. A ;

T : L'effort tranchant maximum :  $T = 56,57 \text{ KN}$  ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus :  $n = 3$  ;

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue :  $\mu = \pi\phi = \pi \times 1,4 = 4,40 \text{ cm}$  ;

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{56,57 \times 10^3}{36,45 \times 4,40 \times 3 \times 10^2} = 1,18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

### j) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{\text{ser}} = 45,65 \text{ KN} ; A = 8,01 \text{ cm/m}$$

#### 1) Position de l'axe neutre:

Soit "y" la distance entre le centre de gravité de section homogène "s" et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 - 15 \times 8,01 \times (40,5 - y) = 0$$

$$15y^2 + 120,15y - 4866,08 = 0$$

$$y = 14,45 \text{ cm}$$

#### 2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 14,45^3}{3} + 15 \times 8,01 \times (40,5 - 14,45)^2 = 111706,05 \text{ cm}^4$$

#### 3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé :

$$\sigma_{\text{bc}} = K \times y = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{45,65 \times 10^3}{111706,05} \times 14,45 = 5,91 \text{ MPa}$$

$\sigma_{\text{bc}} = 5,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  ... .. Condition vérifiée.

- Les résultats obtenus sont notés dans les tableaux suivant :

**Sens longitudinal :**

**Poutre principale (30x45) cm<sup>2</sup> :**

**Poutre de rive :**

Niveaux.	Sections	Moments (KN.m)		A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>SP1</sub>	M <sub>SP2</sub>			
Terrasse.	Appuis	18,73	17,98	1,30	6,75	3T14 = 4,62
	travée	12,16	11,04	0,84		3T12 = 3,39
Du R.D.C au 7 <sup>ème</sup> étage.	Appuis	13,91	15,43	0,96	6,75	3T14 = 4,62
	travée	9,54	11,17	0,66		3T12 = 3,39

**Tableau VI.1 : récapitulatif du ferrailage des différents niveaux.**

**Poutre intermédiaire :**

Niveaux.	Sections	Moments (KN.m)		A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>SP1</sub>	M <sub>SP2</sub>			
Terrasse.	Appuis	22,23	22,04	1,55	6,75	3T14 = 4,62
	travée	30,32	23,08	1,39		3T12 = 3,39
Du R.D.C au 7 <sup>ème</sup> étage.	Appuis	16,51	17,48	1,14	6,75	3T14 = 4,62
	travée	15,94	14,22	1,10		3T12 = 3,39

**Tableau VI.2 : récapitulatif du ferrailage des différents niveaux.**

**2-Sens transversal :**

**Poutre secondaire (30x40) cm<sup>2</sup> :**

**Armature longitudinale :**

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h_t = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = 6 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

**Poutre de rive :**

Niveaux.	Sections	Moments (KN.m)		A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>SP1</sub>	M <sub>SP2</sub>			
Terrasse.	Appuis	15,65	16,93	1,23	6	3T12 = 3,39
	travée	10,95	8,62	0,59		3T12 = 3,39
Du R.D.C au 7 <sup>ème</sup> étage.	Appuis	13,57	14,53	1,07	6	3T12 = 3,39
	travée	8,68	9,30	0,68		3T12 = 3,39

**Tableau VI.3 : récapitulatif du ferrailage des différents niveaux.**

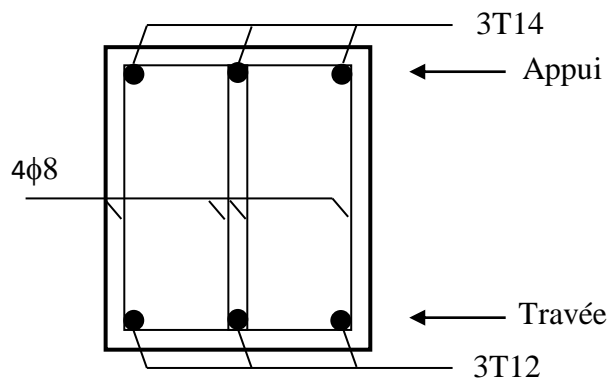
**Poutre intermédiaire :**

Niveaux.	Sections	Moments (KN.m)		A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>SP1</sub>	M <sub>SP2</sub>			
Terrasse.	Appuis	29,79	24,75	1,70	6	3T12 = 3,39
	travée	19,95	14,84	1,01		3T12 = 3,39
Du R.D.C au 7 <sup>ème</sup> étage.	Appuis	22,61	20,73	1,79	6	3T12 = 3,39
	travée	16,00	11,66	0,79		3T12 = 3,39

**Tableau VI.4 : récapitulatif du ferraillage des différents niveaux.**

**Poutre principal : (Rive et intermédiaire)**

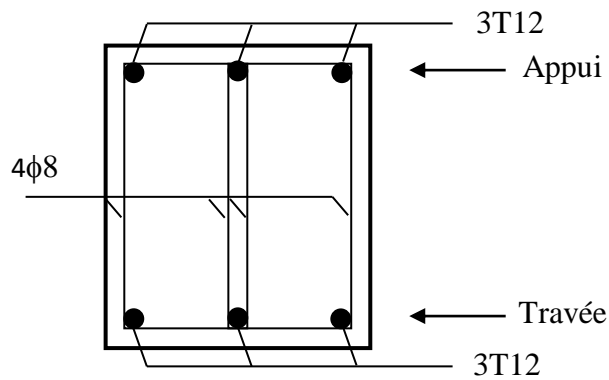
Etages courants et terrasse.



**Figure VI.1 : ferraillage des poutres.**

**Poutre secondaire : (Rive et intermédiaire)**

Etages courants et terrasse.



**Figure VI.1 : ferraillage des poutres.**

**VI.4. Ferrailage des poteaux :****VI.4.1. Méthode de calcul :**

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{\max}; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min}; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max}; N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \\ \text{Deuxième genre : } \left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{\max}; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min}; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max}; N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif à «l'ELU», on introduit des coefficients de sécurité ( $\gamma_s ; \gamma_b$ ).

$$\text{Pour une situation accidentelle : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\text{Pour une situation courante : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \rightarrow \sigma_b = 14,20 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**VI.4.2. Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,9% (zone III) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $\{50\phi$  en zone III
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 35 cm en zone III ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les autres résultats des calculs sont donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 :

Type des poteaux	$A_{\min} = 0,9\% \times S$	$A_{\max 1} = 0,4\% \times S$	$A_{\max 2} = 0,6\% \times S$
Type 1 (50 x 50 cm <sup>2</sup> )	22,5	100	150
Type 2 (45 x 45 cm <sup>2</sup> )	18,23	81	121,5
Type 3 (40 x 40 cm <sup>2</sup> )	14,4	64	96

**Tableau VI.5 : Armatures minimales et maximales pour les poteaux.**

### VI.4.3 Exemple de calcul :

#### VI.4.3.1 Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre,

L'unité est de N [KN] et M [KN.m] :

Etages		Type 1 (50 x 50 cm <sup>2</sup> )	Type 2 (45 x 45 cm <sup>2</sup> )	Type 3 (40 x 40 cm <sup>2</sup> )
Combinaison				
A	$N_{\max}$	834,88	481,35	202,27
	$M_{\text{cor}}$	0,492	1,561	0,458
B	$N_{\min}$	181,3	72,32	12,18
	$M_{\text{cor}}$	5,66	7,78	0,542
C	$M_{\max}$	16,2	18,366	17,857
	$N_{\text{cor}}$	546,51	91,03	31,15

**Tableau VI.6 : Sollicitations du premier genre.**

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre,

L'unité est de N [KN] et M [KN.m] :

Etages		Type 1 (50 x 50 cm <sup>2</sup> )	Type 2 (45 x 45 cm <sup>2</sup> )	Type 3 (40 x 40 cm <sup>2</sup> )
Combinaison				
A'	$N_{\max}$	1935,64	626,48	189,7
	$M_{\text{cor}}$	42,612	25,662	30,269
B'	$N_{\min}$	1392,65	333,99	56,44
	$M_{\text{cor}}$	5,994	17,895	2,845
C'	$M_{\max}$	63,164	73,326	51,93
	$N_{\text{cor}}$	380,86	91,32	10,63

**Tableau VI.7 : Sollicitations du deuxième genre.**

#### VI.4.3.2 Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

**Méthode de calcul :****1. On détermine le centre de pression puis le moment :**

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left( d - \frac{H_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

**2. On vérifie si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times H \\ M_u \leq N_u \times d \times \left( \frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ( $A = A' = 0$ )

**3. Sinon, on calcul la section des armatures :**

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

**4. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :**

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,9\% \times b \times H_t \\ A_{\text{adoptée}} = \max\{A_1; A_2; \dots; A_{\min}\} \end{cases}$$

**VI.4.3.3. Exemple de calcul :****Combinaison de 1<sup>er</sup> genre :****Poteaux RDC (50x50) cm<sup>2</sup>:**

$$N_{\max} = 834,88 \text{ KN} ; M_{\text{correspondant}} = 0,171 \text{ KN.m}$$

**1. Détermination le centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,171}{834,88} = 0,0002$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{H_t}{2} + e \right) = 834,88 \times \left( 0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,0002 \right) = 167,14 \text{ KN.m}$$

**2. Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times H \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b} \cdot d \cdot f_{bc}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u < 0,81 \times 14,20 \times 0,50 \times 0,50 \\ M_u < 83,49 \times 0,45 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{83,49 \times 10^4}{500 \times 450 \times 14,20}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 83,49 \text{ t} < 282,1 \text{ t} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.} \\ M_u = 16,714 \text{ t.m} < 32,52 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A = A' = 0$ ).

**3. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :****Poteaux (50x50) :**

$$A_{\min} = 0,9\% \times 50 \times 50 = 22,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max\{A_1; A_2; A_3; A_4; A_5; A_6; A_{\min}\} = \max\{0; 0; 0; 0; 0; 0; 22,5\} = 22,5 \text{ cm}^2$$

**Poteaux (45x45) :**

$$A_{\min} = 0,9\% \times 45 \times 45 = 18,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max\{A_1; A_2; A_3; A_4; A_5; A_6; A_{\min}\} = \max\{0; 0; 0; 0; 0; 0; 18,23\} = 18,23 \text{ cm}^2$$

**Poteaux (40x40) :**

$$A_{\min} = 0,9\% \times 40 \times 40 = 14,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max\{A_1; A_2; A_3; A_4; A_5; A_6; A_{\min}\} = \max\{0; 0; 0; 0; 0; 0; 14,4\} = 14,4 \text{ cm}^2$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Niveaux	Cas	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>ème</sup> genre			A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
		N <sub>u</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>acc</sub> (KN)	M <sub>acc</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		
Type 1 (50x50) cm <sup>2</sup>	A	834,88	0,492	0	1935,64	42,612	0	22,5	12T16 =24,13 cm <sup>2</sup>
	B	181,3	5,66	0	1392,65	5,994	0		
	C	546,51	16,2	0	380,86	63,164	0		
Type 2 (45x45) cm <sup>2</sup>	A	481,35	1,561	0	626,48	25,662	0	18,23	8T14+4T16 =20,36 cm <sup>2</sup>
	B	72,32	7,78	0	333,99	17,895	0		
	C	91,03	18,366	0	91,32	73,326	0		
Type 3 (40x40) cm <sup>2</sup>	A	202,27	0,458	0	189,7	30,269	0	14,4	8T12+4T14 =15,21 cm <sup>2</sup>
	B	12,18	0,542	0	56,44	2,845	0		
	C	31,15	17,857	0	10,63	51,93	0		

**Tableau VI.8 : Ferrailage des poteaux.**

**VI.4.3.4. Vérifications de la contrainte de cisaillement :**

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (50 x 50 cm<sup>2</sup>).

$$T = 9,98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{9,98 \times 10}{50 \times 45} = 0,04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}); \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée ;}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.

**VI.4.3.5 Calcul des armatures transversales :**

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

**1. Le diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t > \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \rightarrow \phi = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul ;

$h_l$  : Hauteur totale de la section brute ;

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

$$\rho_a : \text{Coefficient correcteur égale à : } \begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

**2. L'espacement :**

D'après le RPA 99/2003 on a :

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\phi_l = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$



**3. Calcul de l'élancement géométrique :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0,5l_0}{b} = \frac{0,5 \times 3,25}{0,50} = 3,25 < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 9,98}{50 \times 235} = 0,05 \text{ cm}^2$$

**4. Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_t}{T \times b} \text{ en \% est donné comme suit } 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow 0,5\%$$

$$\text{Alors: } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,5\% \times 10 \times 50 = 2,5 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,5\% \times 15 \times 50 = 3,75 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**5. Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

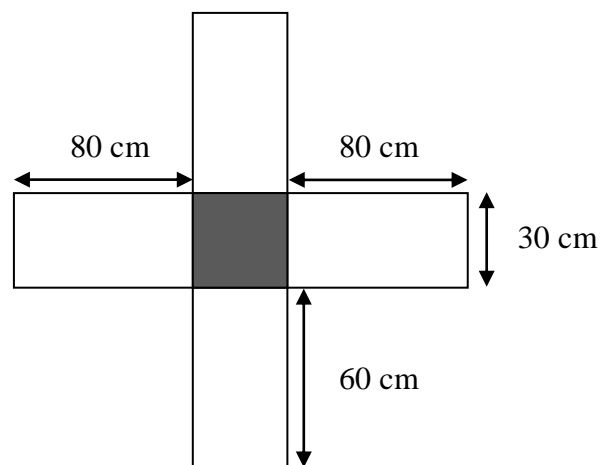
$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$< 3,75 \text{ cm}^2$  ; condition vérifiée

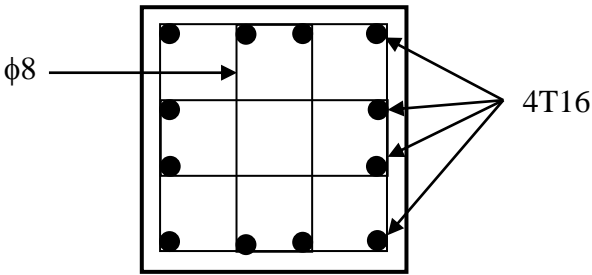
**6. Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\begin{cases} h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right\} = \max\{54,17 \text{ cm}; 50 \text{ cm}; 50 \text{ cm}; 60 \text{ cm}\} = 60 \text{ cm} \\ L' = 2h = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

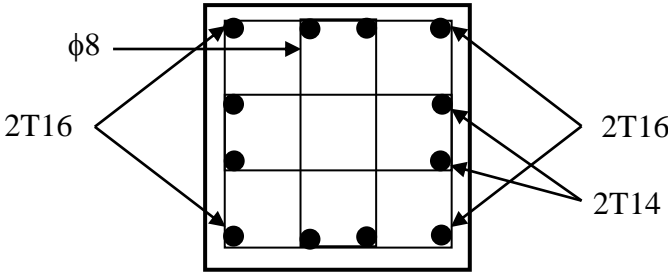


**Figure VI.2 : Zone nodale.**



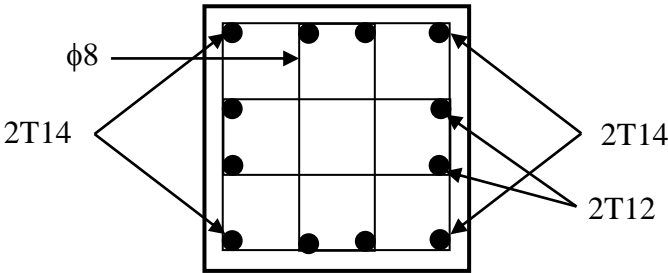
**Poteaux (50x50) cm<sup>2</sup>**  
**(R.D.C ... 2<sup>ème</sup> étage)**

**12T16**



**Poteaux (45x45) cm<sup>2</sup>**  
**(3<sup>ème</sup> étage ... 5<sup>ème</sup> étage)**

**8T14+4T16**



**Poteaux (40x40) cm<sup>2</sup>**  
**(6<sup>ème</sup> étage ... 7<sup>ème</sup> étage)**

**8T12+4T14**

**Figure VI.3 : ferrailage des poteaux.**

Chapitre VII :  
Ferrailage  
des  
voiles.

**VII.1. Introduction :**

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

Les voiles sont dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur. Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour cette structure, la hauteur d'étage est de 3,25 m pour le R.D.C et 3,00 m du 1<sup>er</sup> étage au 7<sup>ème</sup> étage, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante :

$$e = \frac{h_e}{25} = \frac{325}{25} = 13 \text{ cm} ; \text{l'épaisseur des voiles est égale à } 20 \text{ cm.}$$

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé» de longueur supérieur à 5 fois son épaisseur est considéré comme un voile.

**VII.2. Le système de contreventement :**

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

**a) Conception :**

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

**b) Calcul :**

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

**VII.3. Le principe de calcul :**

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTRB.C.-2.41 " CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le [RPA99 (version2003)/7.7.1] (voir chapitre II)
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.
- Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrillages suivants:

- Des aciers verticaux

- Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

- Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G \pm Q \pm E \dots \dots \dots [RPA99/2003/V.5.2] \\ 1,35G + 1,5Q \end{array} \right.$$

**a) La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

**Premier cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  ; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :  $A_{\min} = 0,15aL$ .

**Deuxième cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  ; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e} = ; \text{ On compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le RPA99/2003:}$$

- Si :  $A_v < A_{\min} = 0,15\% aL$  , On ferraille avec la section minimale ;
- Si :  $A_v > A_{\min}$  , On ferraille avec  $A_v$ .

**Troisième cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

**b) Armatures verticale :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

**c) Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10%.

**d) Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas ou les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

**e) Armatures de coutures :**

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**VII.4.Ferrailage des voiles :**

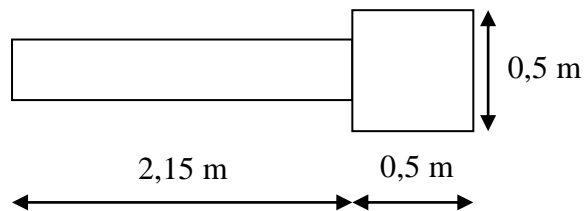
On a 3 types de voiles à calculer :

**VII.4.1.Ferrailage du premier type de voile :**

$$A = 0,43 \text{ m}^2$$

$$V = 1,325 \text{ m}$$

$$I = 0,31 \text{ m}^4$$



**Figure VII.1. Schéma du voile + poteau.**

**0,8G + EY :**

$$N = 861,49 \text{ KN}$$

$$M = 18,36 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 11,3 \text{ KN}$$

**1. Détermination des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{861,49}{0,43} + \frac{18,36 \times 11,3}{0,31} = 2672,72 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{861,49}{0,43} - \frac{18,36 \times 11,3}{0,31} = 1334,21 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**VII.4.2. Ferrailage du deuxième type de voile :**

$$A = 0,455 \text{ m}^2$$

$$V = 2,275 \text{ m}$$

$$I = 2,85 \text{ m}^4$$

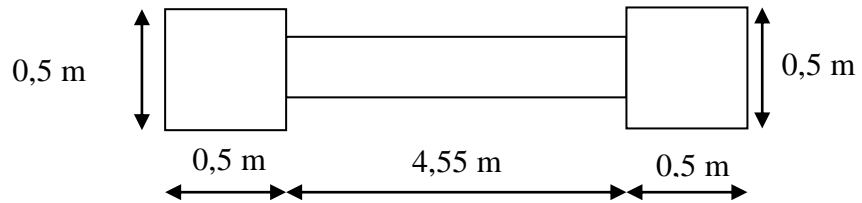


Figure VII.2 : Schéma du voile + poteau.

**0,8G + EY :**

$$N = 1021,58 \text{ KN}$$

$$M = 9,85 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 5,86 \text{ KN}$$

**1. Détermination des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1021,58}{0,455} + \frac{9,85 \times 5,86}{2,85} = 2265,48 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1021,58}{0,455} - \frac{9,85 \times 5,86}{2,85} = 2224,97 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**VII.4.3. Ferrailage du troisième type de voile :**

$$A = 0,51 \text{ m}^2$$

$$V = 1,275 \text{ m}$$

$$I = 0,28 \text{ m}^4$$

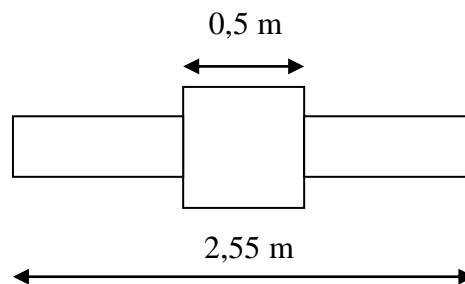


Figure VII.3 : Schéma du voile + poteau.

**0,8G + EY :**

$$N = 643,29 \text{ KN}$$

$$M = 5,37 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 3,26 \text{ KN}$$



**1. Détermination des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{643,29}{0,51} + \frac{5,37 \times 3,26}{0,28} = 1323,88 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{643,29}{0,51} - \frac{5,37 \times 3,26}{0,28} = 1198,83 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour les trois types de voiles on est dans le 1<sup>er</sup> cas,  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$ , La section des voiles est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/V2003 :

$$A_{\min} = 0,15 \cdot a \cdot L$$

**VII.5. Calcul des armatures verticales :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,15 \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ( $L = 1\text{m}$ ).

$$A_{\min} = 0,15 \cdot a \cdot 1\text{m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**1. Le diamètre :**

$$D \leq a / 10 \text{ (mm)}$$

$$D \leq 200 / 10$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte :

$$D = 12 \text{ mm}^2.$$

**2. L'espacement :**

Selon le BAEL 91, on a :

$$S_t \leq \min \{2.a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{40\text{cm} ; 33 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

Salon le R.P.A 99/V2003 on à:

$$S_t \leq \min \{1,5.a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{30\text{cm} ; 30 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

Donc :

$$S_t \leq \min \{ S_{t\text{BAEL}} ; S_{t\text{RPA99V2003}} \}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Le choix de la section des armatures verticales est :  $5T12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

### VII.5.1. Calcul des armatures horizontales :

On adopte :

Le même ferrailage que les armatures verticales soit  $5T12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec :

Un espacement de  $20 \text{ cm}$ .

### VII.5.2. calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2.42 et le BAEL 91 :

Dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à  $12 \text{ mm}$ , les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de  $4/\text{m}^2$  au moins;

Donc :

On prend  $4\phi 8$  par  $\text{m}^2$ .

### VII.6. Vérification à l'ELS :

#### VII.6.1. Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le BAEL 91/99

$$V_u = 11,3 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{11,3 \times 10}{100 \times 0,9 \times 20} = 0,063 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}); \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,063 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée ;}$$

Selon le RPA 99/2003 :

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 11,3 \times 10}{100 \times 0,9 \times 0,2} = 0,088 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,088 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée ;}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

**VII.7. Disposition des armatures :****VII.7.1. Armatures verticales :**

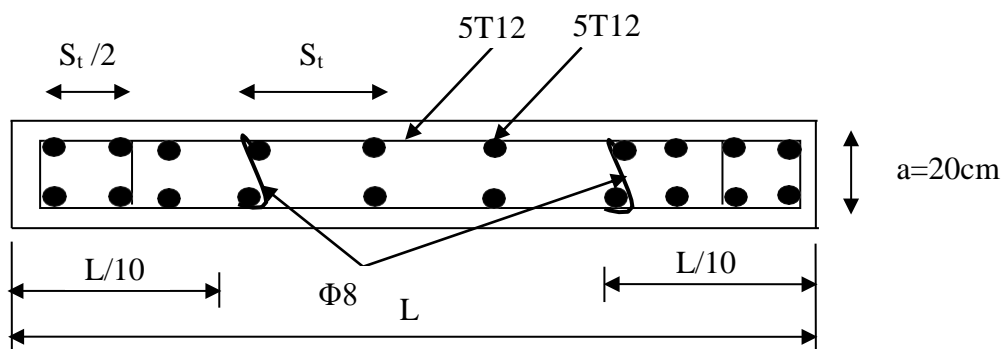
-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1.5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

On a  $S_t = 30 \text{ cm} \rightarrow S_t / 2 = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$  ..... Condition Vérifiée.

$L = 215 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 21,5 \text{ cm}$



**Figure VII. 4. Coupe transversal des trois types de voiles.**

**VII.7.2 Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur  $S_t \leq \min(1,5.a ; 30 \text{ cm})$ .

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

**VII.7.3 Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

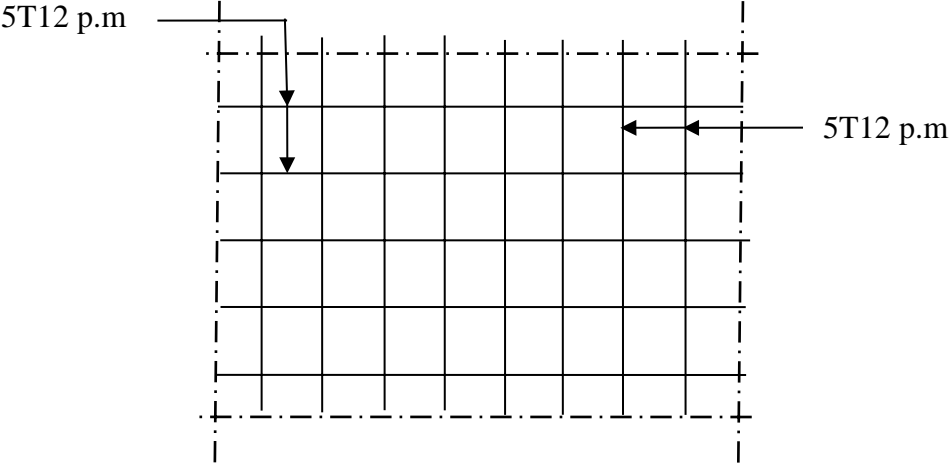


Figure VII.5. Vue de face de voile.

Chapitre VIII :  
Etude de  
l'infrastructure.

**VIII.1. Introduction :**

L'infrastructure est une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels et déplacements sous forces horizontales.

On distingue les fondations superficielles (semelles et radiers) et les fondations profondes (pieux et puits).

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

**Choix du type des fondations:**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.
- D'après le rapport du sol, la structure sera fondée sur un sol dont :

Contrainte admissible :  $\sigma_{\text{sol}} = 1.4$  bars.

Coefficient de raideur :  $K = 40$  MN/m<sup>3</sup>.

Profondeur d'ancrage :  $H = 2,4$  m.

Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

**VIII.2. Pré dimensionnement du radier :****Combinaison d'actions :**

E.L.U :  $N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 19340,33$  KN.

$$E.L.S : N_{Ser} = G_T + Q_T = 14180,73 \text{ KN.}$$

**Surface du radier:**

La surface du radier est donnée par la formule suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$N = N_{Ser} = 1418,073 \text{ t}$$

$$\sigma_{sol} = 1,4 \text{ bar} = 14 \text{ t/m}^2$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{1418,073}{14} \geq 101,29 \text{ m}^2 \rightarrow S \geq 101,29 \text{ m}^2$$

On prend un débord « D = 70cm » de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface «  $S_{radier} = 163,92 \text{ m}^2$ . »

**Condition de cisaillement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \rightarrow 16,2 \text{ cm} \leq d \leq 20,25 \text{ cm} \\ L = 4,05 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow \begin{cases} d = 20 \text{ cm} \\ h = d + c = 20 + 5 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**Condition forfaitaire :**

D'après le BAEL 91 :

$V_u$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

b : Désigne la largeur.

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{19340,33}{163,92} = 117,99 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,06 f_{c28} \rightarrow e \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \times b} \rightarrow V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \\ \rightarrow V_u = \frac{117,99 \times 4,05}{2} = 238,93 \text{ KN} \\ q_u = 117,99 \times 1 \text{ m} = 117,99 \text{ KN/m} \\ e \geq \frac{238,93 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 1,59 \text{ m} \end{array} \right.$$

**Choix final :**

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier est égale à 30 cm,  $h_r = 30 \text{ cm}$ .

**Détermination de la hauteur de la poutre de libage:**

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \rightarrow 45 \text{ cm} \leq h \leq 67,5 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h_p = 65 \text{ cm}; d = 58,5 \text{ cm}; b = 40 \text{ cm}$$

L : la portée maximale de la poutre de libage, L = 4,05 m.

### Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b \left[ (h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i) \right] \\ = 25 \times [(0,30 \times 163,92) + (0,65 \times 0,4 \times 114,15)] = 1971,38 \text{ KN}$$

$$N'_{\text{ser}} = 1971,38 + 14180,73 = 16152,11 \text{ KN}$$

$$\frac{N'_{\text{ser}}}{S_r} = 98,54 \text{ KN/m}^2 < 140 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$$

Avec :

$$I : \text{Inertie de la poutre} : I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0,009 \text{ m}^4$$

E : module d'élasticité du béton, E = 3216420 t/m<sup>2</sup>.

b : largeur de la poutre b = 0,4 m.

K : coefficient de la raideur de sol k = 400 t/m<sup>3</sup>.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,009}{400 \times 0,4}} = 5,19 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 4,05 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 8,15 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L<sub>max</sub> : la longueur maximale entre nues des poteaux.



**Evaluation des charges pour le calcul du radier :****Poids unitaire du radier :**

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{14180,73}{163,92} = 86,51 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\text{radier}} = \gamma_{\text{ba}} \times h = 25 \times 0,30 = 7,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow Q = \sigma_{\max} - \sigma_{\text{radier}} = 79,01 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 79,01 \text{ KN/m}^2$$

**VIII.3.Ferrailage du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91. La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

**VIII.3.1 Méthode de calcul :**

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

$$\text{Dans le sens de grande portée : } M_{\text{ox}} = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de petite portée : } M_{\text{oy}} = \mu_y \times M_{\text{ox}}$$

Tel que :

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : sont des coefficients fonction de  $\alpha$  et (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_t = 0,85 \times M_0 \rightarrow \text{panneau de rive} \\ M_t = 0,75 \times M_0 \rightarrow \text{panneau intermédiaire} \end{cases}$$

$$\text{Moment sur appuis : } \begin{cases} M_a = 0,3 \times M_0 \rightarrow \text{panneau de rive} \\ M_a = 0,5 \times M_0 \rightarrow \text{panneau intermédiaire} \end{cases}$$

**VIII.3.2.Evaluation des charges :**

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{19340,33}{163,92} = 117,99 \text{ KN/m}^2 \\ q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{14180,73}{163,92} = 86,51 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

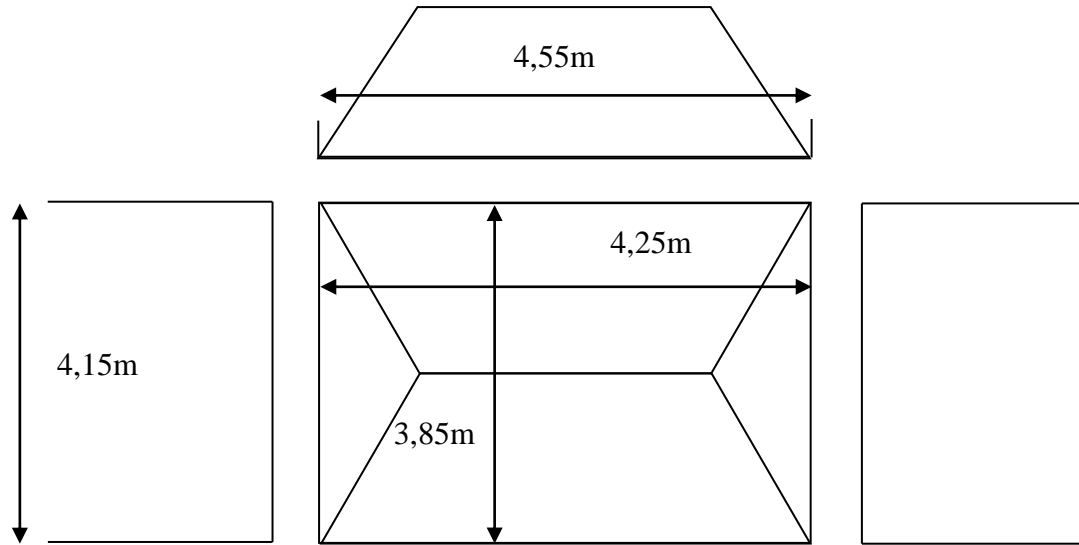


Figure VIII.1 : Schéma du panneau le plus défavorable.

**Exemple de calcul :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,85}{4,25} = 0,91$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0447 ; \mu_y = 0,8036$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0447 \times 117,99 \times 3,85^2 = 78,18 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,8036 \times 78,18 = 62,83 \text{ KN.m/ml}$$

**En travée :**

**Sens -x -:**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{0x} = 0,75 \times 78,18 = 58,64 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{58,64 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,20} = 0,057 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,057 \rightarrow \beta = 0,9705 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{58,64 \times 10^3}{0,9705 \times 27 \times 348} = 6,43 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T12 cm<sup>2</sup>/ml,  $A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $S_t = 17 \text{ cm}$ .

**Sens -y -:**

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 0,85 \times 62,83 = 53,41 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{53,41 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,20} = 0,052 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,052 \rightarrow \beta = 0,973$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{58,64 \times 10^3}{0,973 \times 27 \times 348} = 6,41 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T12 cm<sup>2</sup>/ml,  $A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $S_t = 17 \text{ cm}$ .

**Sur appuis :**

**Sens x,y:**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 78,18 = 39,09 \text{ KN.m}$$

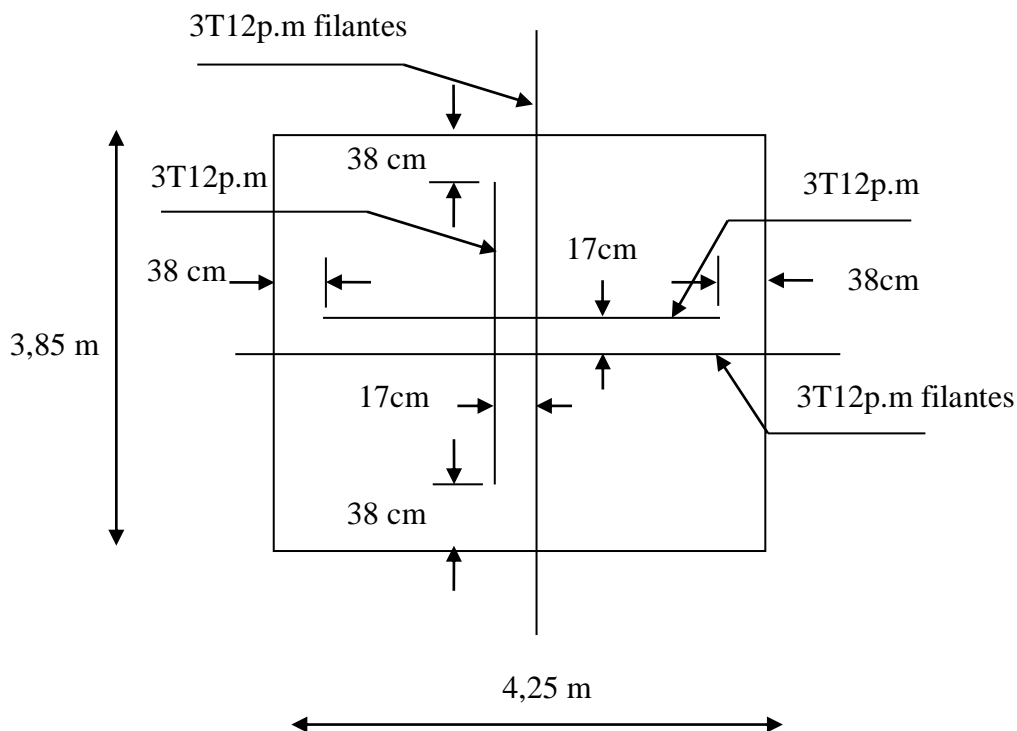
$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{39,09 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,20} = 0,038 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{39,09 \times 10^3}{0,981 \times 27 \times 348} = 4,24 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12 cm<sup>2</sup>/ml,  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $S_t = 25 \text{ cm}$  ; Dans les deux sens.

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.



**Figure VIII.2 : Armatures supérieurs (en travée).**

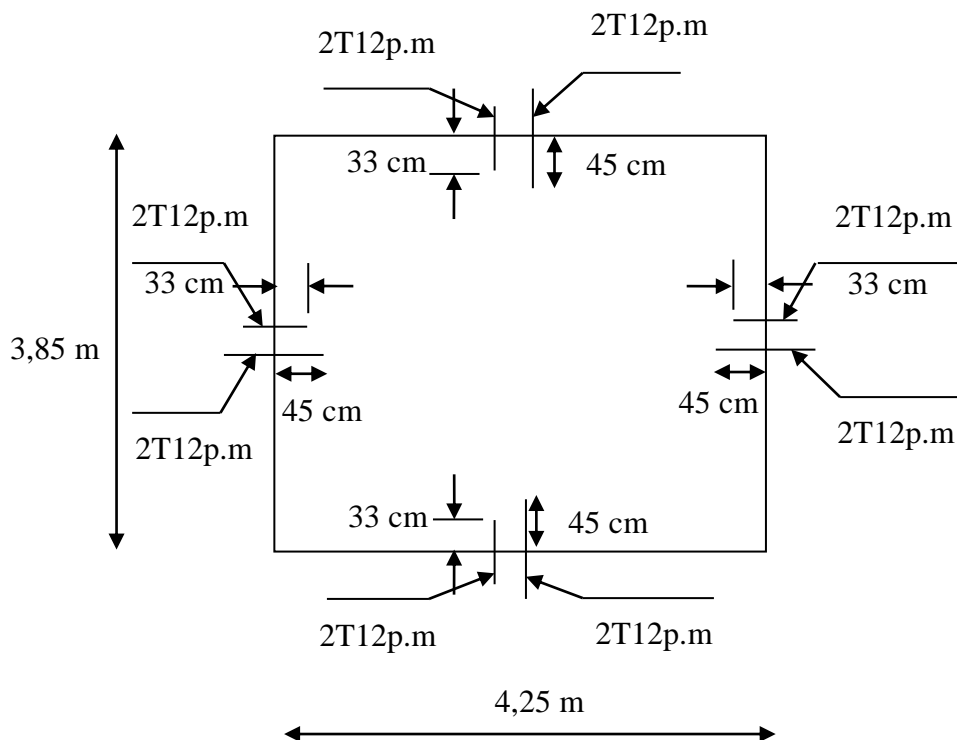


Figure VIII.3 : Armatures inférieures (en appuis).

#### VIII.4. Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport  $\alpha L / L 0,4 = >x y$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires et trapézoïdales pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

##### a) Sens Longitudinal (x) : (Rive)

##### Calcul de Q' :

Q : Elle est tirée du chargement de la poutre.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L_{x1}^2}{3L_{y1}^2} \right) L_{x1} \right] = \frac{11,80}{2} \times \left[ \left( 1 - \frac{3,85^2}{3 \times 4,25^2} \right) \times 3,85 \right] = 16,50 \text{ t/m}^2$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot l^2}{8} = \frac{16,50 \times 4,25^2}{8} = 37,25 \text{ t.m}$$

##### Calcul du ferrailage :

##### En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 37,25 = 31,66 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{31,66 \times 10^4}{40 \times 58,5^2 \times 14,20} = 0,163 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,163 \rightarrow \beta = 0,9105$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{31,66 \times 10^4}{0,9105 \times 58,5 \times 348} = 17,08 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $\begin{cases} 1^{\text{er}} : 4\text{T14} \\ 2^{\text{ème}} : 4\text{T14} \\ 3^{\text{ème}} : 4\text{T14} \end{cases} \rightarrow A = 18,47 \text{ cm}^2$

**En appuis :**

	<b>Intermédiaire</b>	<b>Rive</b>
<b>M<sub>a</sub> (t.m)</b>	$0,5 \times M_0 = 18,63$	$0,3 \times M_0 = 11,18$
<b><math>\mu \rightarrow \beta</math></b>	$0,096 \rightarrow 0,949$	$0,058 \rightarrow 0,970$
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	9,64	5,66
<b>A<sub>adoptée</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	4T12+4T14 = 10,68 cm <sup>2</sup>	4T14 = 6,16 cm <sup>2</sup>

**Tableau VIII.1: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal (Rive).**

**b) Sens Longitudinal (x) : (Intermédiaire)**

**Calcul de Q' :**

Q : Elle est tirée du chargement de la poutre.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\begin{aligned} Q' &= \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L^2_{x1}}{3L^2_{y1}} \right) L_{x1} + \left( 1 - \frac{L^2_{x2}}{3L^2_{y1}} \right) L_{x2} \right] \\ &= \frac{11,80}{2} \times \left[ \left( 1 - \frac{3,85^2}{3 \times 4,25^2} \right) \times 3,85 + \left( 1 - \frac{3,83^2}{3 \times 4,25^2} \right) \times 3,83 \right] \\ &= 32,98 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot l^2}{8} = \frac{32,98 \times 4,25^2}{8} = 74,46 \text{ t.m}$$

**Calcul du ferrailage :**

**En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 74,46 = 63,29 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{63,29 \times 10^4}{40 \times 58,5^2 \times 14,20} = 0,326 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,326 \rightarrow \beta = 0,795$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{63,29 \times 10^4}{0,795 \times 58,5 \times 348} = 39,11 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $\begin{cases} 1^{\text{er}} : 4\text{T}25 \\ 2^{\text{ème}} : 4\text{T}25 \end{cases} \rightarrow A = 39,27 \text{ cm}^2$

**En appuis :**

	<b>Intermédiaire</b>	<b>Rive</b>
<b>M<sub>a</sub> (t.m)</b>	0,5 × M <sub>0</sub> = 37,23	0,3 × M <sub>0</sub> = 22,34
<b>μ → β</b>	0,192 → 0,892	0,115 → 0,9385
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	20,50	11,69
<b>A<sub>adoptée</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	4T16+4T20 = 20,61 cm <sup>2</sup>	8T14 = 12,32 cm <sup>2</sup>

**Tableau VIII.2: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal (Intermédiaire).**

**c) Sens transversal (y) :**

Calcul de Q' : C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 7,901 \times 3,85 = 20,28 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot l^2}{8} = \frac{20,28 \times 4,25^2}{8} = 45,79 \text{ t.m}$$

**Calcul du ferrailage :**

**En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 45,79 = 38,92 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{38,92 \times 10^4}{40 \times 58,5^2 \times 14,20} = 0,20 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,20 \rightarrow \beta = 0,990$ ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{38,92 \times 10^4}{0,990 \times 58,5 \times 348} = 19,31 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $\begin{cases} 1^{\text{er}} : 4\text{T}16 \\ 2^{\text{ème}} : 4\text{T}14 \\ 3^{\text{ème}} : 4\text{T}14 \end{cases} \rightarrow A = 20,36 \text{ cm}^2$

**En appuis :**

	<b>Intermédiaire</b>	<b>Rive</b>
<b>M<sub>a</sub> (t.m)</b>	0,4 × M <sub>0</sub> = 18,32	0,3 × M <sub>0</sub> = 13,74
<b>μ → β</b>	0,094 → 0,951	0,071 → 0,9635
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	9,46	7,00
<b>A<sub>adoptée</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	8T14 = 12,32 cm <sup>2</sup>	8T12 = 9,05 cm <sup>2</sup>

**Tableau VIII.3: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal.****VIII.5. Armature de peau :**

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :  $h_a \geq 2(80 - 0,1f_e) = 80$  cm

Dans notre cas  $h_a = 65$  cm (non vérifiée), donc notre poutre n'est pas de grande hauteur, dans ce cas il n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

**VIII.6. Les vérifications :****Contrainte de cisaillement :**

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{79,01 \times 4,25}{2} = 167,90 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{167,90 \times 10}{40 \times 58,5} = 0,72 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa})$ ; Fissuration préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$ .

$\tau_u = 0,72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée ;

**Diamètre:**

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right\} = \min\{18,57; 12; 40\} = 12 \text{ cm} \rightarrow \phi_t = 10 \text{ cm}$$

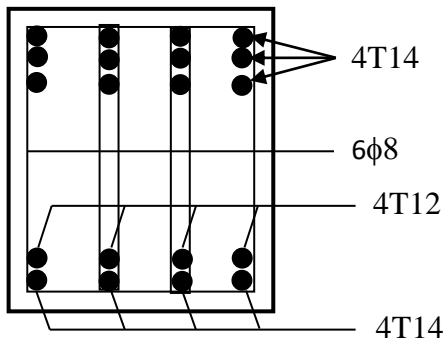
**Espacement :**

$$S_t = \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} = \min\{16,25; 14,4\} = 14,4 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

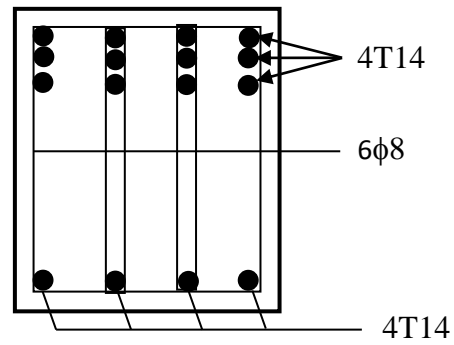
Donc on utilise des armatures, Fe235, soit 4T10 = 3,14 cm<sup>2</sup>

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} \rightarrow 1,23 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$
 Condition vérifiée.

**Sens Longitudinal (x) : (Rive)**

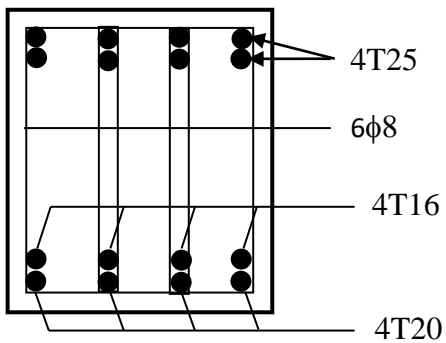


Intermédiaire

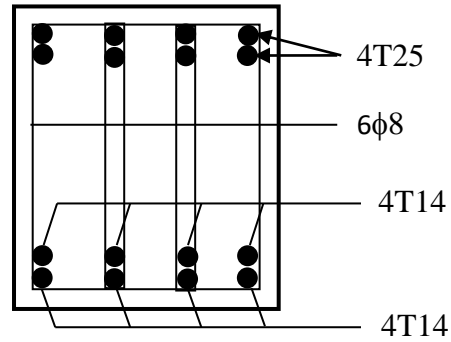


Rive

**Sens Longitudinal (x) : (Intermédiaire)**

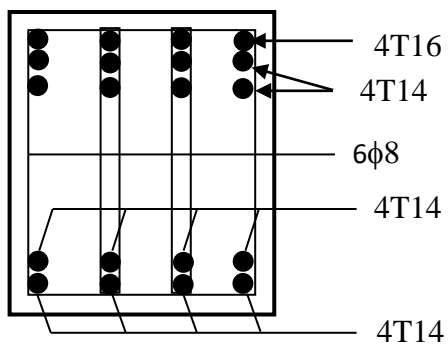


Intermédiaire

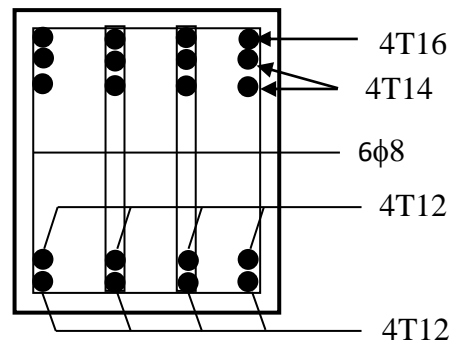


Rive

**Sens transversal (y) :**



Intermédiaire



Rive

**Figure VIII.4 : Ferrailage des poutres de libages.**



# Conclusion

## Conclusion.

---

---

Le génie civil est un domaine en évolution continue vers la satisfaction des besoins de la vie moderne. Ce projet de fin d'études, ma beaucoup aidés à mettre en pratique toutes mes connaissances acquises durant mon cycle de formation de master.

De ce fait, ce projet ma permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limitent pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- Les solutions aux problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et la sécurité de la structure.

- La conception.

- La forme de l'élément et la manière de sa réalisation.

Dans l'étude de ce projet j'ai utilisé les logiciels ETABS, AUTOCAD, SOCOTEC etc... Parmi les avantages de ces derniers, la rapidité d'exécution et l'exactitude des résultats.

Le rôle de l'ingénieur civil ne se limite pas aux calculs des éléments de la structure seulement mais aussi à proposer des solutions sur le terrain.

J'espère que ce travail constitue un point de départ pour d'autres projets dans ma vie professionnelle et qu'il sera un bon guide pour les futures promotions.

## Références bibliographiques.

---

### **Règlements :**

RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.

BAEL91/99 : Béton armé aux états limites

DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation

### **Logiciels et programmes :**

AUTO CAD 2009, (Dessin).

Office 2007, (Word, Excel).

Logiciel ETABS 9.7.4, (Analyse des structures).

Logiciel SOCOTEC, (ferraillage).

### **Mémoires de fin d'étude :**

Eude d'un bâtiment à usage d'habitation en R+7 implanté à El Bayadh ; Par : BOUKHARI Iman et GUISSI Fatma 2019/2020.

Etude d'un bâtiment (R+7 étage) à usage d'habitation situé à Oran ; Par : LAHCEN IDRIS et LABA NOUREDDINE 2019/2020.

Etude d'un bâtiment (R+6) en béton armé à usage d'habitation implanté à Oran ; Par : BENKHADRA Souad et GHOUTI Houaria 2019/2020.