

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur*  
*Et de la Recherche Scientifique*  
*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*  
*Faculté technologie*  
*Département de Génie Civil*

# Mémoire de fin d'étude

*En Vue d'Obtention du Diplôme de Master en génie civil*  
*Option : matériaux et structures*

## Thème :

Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation contreventé par un  
système mixte  
(Voiles – Portiques)

### Présenté par :

M<sup>r</sup>. BEN HAMLA FERHAT  
M<sup>elle</sup> OUCHEN RATIBA

### Promoteur :

Mme BOUDINA

### Jury:

M<sup>r</sup>. IDDIR  
M<sup>r</sup>. OUDNI

Promotion 2015-2016

# **Dédicaces**

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir.*

*A mon très cher fiancé Samir.*

*A ma très chère sœur Roufaïda et son fiancé.*

*A mes très chers frères (A.Allhak, A.Moufid, Zoubir, Amer) et leurs maries  
Nacima, Nawel.H et Nawel.M.*

*A mes chères nièces Massicilia, Manissa, Amina et le petit Micipssa .*

*A mes très chères tantes, oncles, cousins et cousines.*

*A mon binôme et sa famille.*

*A mes meilleures amies sans oublier mes enseignants et toute la promotion de  
génie civil.*

*A toute la famille Ouchene et tous ceux qui me sont chers.*

**O.RATIBA**

# Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

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

*Je voudrais remercier particulièrement nous promotrice Mme BOUNONI pour leurs soutiens, leurs disponibilité, leurs précieux conseil et encouragements et me faire l'honneur d'assuré le suivre de mon projet de fin D'étude*

*A tous mes amis (es) et toute la promotion de master2 génie civil*

BENHAMLA FERHAT

# SOMMAIRE

## **Introduction générale**

### **Chapitre I : Généralités**

<b>I.1.</b> Présentation du projet.....	2
<b>I.2.</b> Règlements et normes utilisés.....	3
<b>I.3.</b> Etats Limites.....	3
<b>I.4.</b> Actions et sollicitations.....	4
<b>I.5.</b> Caractéristiques des matériaux.....	6

### **Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments**

<b>II.1.</b> Introduction.....	13
<b>II.2.</b> Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	13
<b>II.3.</b> Pré dimensionnement des éléments principaux.....	23
<b>II.4.</b> Evaluation des charges et surcharges.....	24
<b>II.5.</b> Descente de charge.....	27
<b>II.6.</b> Conclusion.....	36

### **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires**

<b>III.1.</b> Introduction .....	37
<b>III.2.</b> Calcul des planchers .....	37
<b>III.3.</b> plancher à dalles pleines.....	66
<b>III.4.</b> l'étude de l'ascenseur.....	75
<b>III.5.</b> étude des escaliers.....	82
<b>III.6.</b> calcul de l'acrotère.....	90

III.7.calcul des poutres de chainage.....	96
---	----

## **Chapitre IV : Etude au séisme**

IV.1.Introduction.....	101
IV.2.Objectifs et exigences.....	101
IV.3.Methode de calcul.....	101
IV.4.Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes .....	105
IV.5.Interpolation des résultats de l'analyse dynamique... ..	105
IV.6. Conclusion.....	111

## **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

V.1 .Etude des poutres .....	112
V.2.Etude des poteaux .....	121
V.3.Etude des voiles.....	132
V.4. Conclusion .....	141

## **Chapitre VI : Etude des fondations**

VI.1.Introduction .....	142
VI.2.Choix de type des fondations .....	142
VI.3.Les vérifications nécessaires.....	146
VI.4.Ferraillage du radier .....	148
VI.5.Les nervures .....	153
VI .7. Conclusion.....	157

Conclusion générale

Bibliographie

Liste des tableaux

Liste des figures

Annexes

## *Introduction générale*

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles et industriel.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception et de la réhabilitation des ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile de préciser le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

A cet effet l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution des problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte des différents facteurs tels que la résistance, l'économie, l'esthétique, et surtout la sécurité.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+8). A usage d'habitations. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) étant donné qu'il est situé à Bejaia (zone IIa) et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le travail est partagé en 6 chapitres :

- La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements est donnée au premier chapitre.
- Le dimensionnement des éléments du bâtiment au deuxième chapitre.
- Le calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère au chapitre trois.
- Au chapitre quatre, l'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel SAP 2000.
- Le calcul du ferrailage des éléments structuraux dans le chapitre cinq.
- Dans le sixième chapitre l'étude des fondations a été menée.

## I.1 : Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+8, à usage (habitation), classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

Le projet est situé au lieu-dit **IHADDADENE** wilaya de Bejaia. D'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en **zone IIa** (zone moyenne sismicité).

### I.1.1 : Description architecturale :

Pour la longueur et la largeur du bâtiment voir le plan architectural

- Hauteur totale du bâtiment : **30.69m**
- Hauteur du RDC : **3.96 m.**
- Hauteur des étages courants : **2.97 m.**
- Longueur de bâtiment : **23.93 m**
- Largeur de bâtiment : **15.35 m**
  - La contrainte de sol est de **1.3 bar** avec un encrage **de 2.0m.**

La structure de notre bâtiment est en béton armé avec un contreventement mixte, le RPA99 version 2003 exige l'introduction des voiles, pour toute structure dépassent une hauteur de 14m en zone **IIa**. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

### I.1.2 : Description structurale :

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Les façades et les cloisons** :
  - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses avec 30 cm d'épaisseur séparées par une âme d'air de 5cm.
  - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique creuse d'épaisseur 10cm.
- ❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible.

- ❖ **L'infrastructure** : comme dans notre cas le choix c'est porté sur un radier pour qu'il assure les fonctions suivantes :
  - transmission des charges verticales et horizontales au sol.
  - limitation des tassements différentiels

**I.2 : Règlements et normes utilisés** : Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC 2.2.

### **I.3 Les états limites : (BAEL91)**

**I.3.1 : Définition** : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

**a) Etat limite ultime** : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

**b) Etat limite de service** : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

### **I.3.2 les hypothèses de calcul :**

#### **I.3.2.1 E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)**

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contraint déformation ( $\sigma; \varepsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

7-on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

### I.3.2.2 E.L.S :

1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.

2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )

3-  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ;  $n$  : coefficient d'équivalence acier-

béton.

4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

## I.4 Les Actions:

### I.4.1 : Les différents types d'actions :

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :
  - Le poids propre de la structure.
  - Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
  - Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
  - Les déformations imposées à la structure.
- **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :
  - Les charges d'exploitations.
  - Les charges climatiques (neige et vent).
  - Les effets thermiques
- **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :
  - Les chocs.
  - Les séismes.
  - Les explosions
  - Les feux.

**I.4.2 : Valeurs de calcul des actions :** Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable

**a) Combinaison d'actions à l'ELU:**

➤ **Situation durable ou transitoire :** On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma Q_1 + \sum_{i=1,3} \Psi_{oi} Q_i$$

$\Psi_{oi} = 0.77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\Psi_{oi}$ : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{1i} Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

$F_A$  : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{1i} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i} Q_i$  : Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

**b) Combinaison d'action à l'E L S :**

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{oi} Q_i$$

$\Psi_{oi} = 0.6$  pour l'effet de la température.

Avec :

$G_{\max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{\min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

**c) Combinaisons de calcul :**

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \\ \\ G+Q \pm E. \\ G+Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right.$$

## I.5 : Caractéristiques des matériaux :

### I.5.1 Le béton :

#### I.5.1.1 Définition:

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

#### I.5.1.2 Composition du béton:

Un béton courant un mètre cube, est composé de :

- 350 Kg de ciment (CPA 325).
- 400 l Sable ( $0 < D_g < 5\text{mm}$ ).
- 800 l de  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons } (5 < D_g < 15\text{mm}). \\ \text{Gravier } (15 < D_g < 25\text{mm}). \end{array} \right.$
- 175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre  $2200 \text{ Kg/m}^3$  et  $2500 \text{ Kg/m}^3$ .

#### I.5.1.3 Résistance caractéristique du béton :

##### a. Résistance caractéristique en compression $f_{cj}$ :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté «  $f_{c28}$  »). Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif,  $f_{cj}$  est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est  $f_{cj}$ .

- ✓ Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$ .

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases}$$

✓ Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases}$$

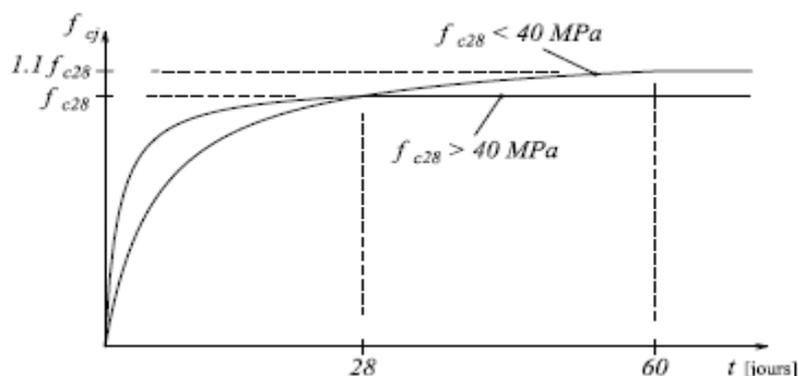


Figure I.1: Evaluation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

Pour  $1\text{m}^3$  de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne  $f_{c28}$ . Comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend  $f_{c28} = 25$  MPa.

### b. Résistance à la traction $f_{tj}$ :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} . \\ f_{tj} = 0,275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} . \end{cases}$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25$  Mpa ;  $f_{t28} = 2,1$  Mpa.

## C. Contrainte limite :

### C.1 Etat limite ultime :

#### ➤ Contrainte ultime de compression :

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

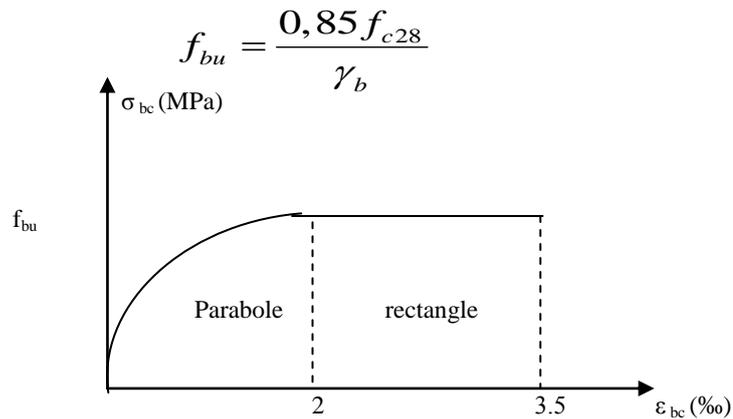


Figure I.2 : Diagramme des contraintes du béton

$f_{bu}$  : contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.  $\gamma_b = 1,5$  en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$  en situations accidentelles.

$f_{bu} = 14,17$  MPa pour :  $\gamma_b = 1,5$

$f_{bu} = 18,48$  MPa pour :  $\gamma_b = 1,15$

#### ➤ Contrainte ultime de cisaillement :

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

$\tau_{adm} = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa})$  pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa})$  pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  donc :

$\tau_{Adm} = 3,33 \text{ Mpa}$  —————> fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = 2,5 \text{ Mpa}$  —————> fissuration préjudiciable.

## C.2 Etat limite de service :

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

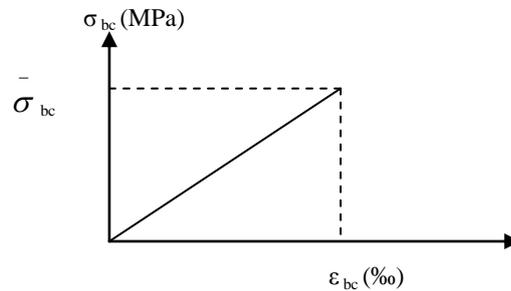


Figure I.3 : Diagramme des contraintes limite du béton

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

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

Avec :

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

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

### d. déformation longitudinale du béton:

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$

#### ➤ Le module de déformation longitudinale instantané:

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa.}$$

#### ➤ Le module de déformation longitudinale différé:

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} .$$

$$\text{Pour } f_{e28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vi} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a :

Pour :  $f_{c28}=25\text{Mpa}$  on a :

$$E_{v28}=10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28}=32164,20 \text{ MPa}$$

➤ **Module déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \quad (\text{Module de glissement}).$$

Avec :

E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec:

$\xi_t$ : déformation limite transversale.

$\xi_L$ : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2

**I.5.2 : L'acier:**

**a. . Définition:**

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s=200\ 000 \text{ MPa}$ .

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

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $f_e$

**Principales armatures utilisés**

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_e$ [MPa]	215	235	400	500	500	500

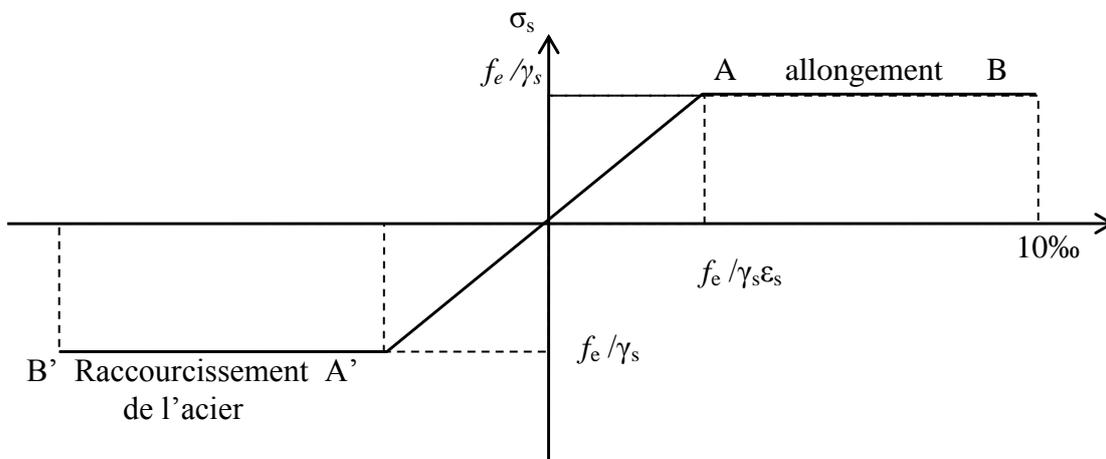
**Tableau I.1 :  $f_e$  en fonction du type d'acier.**

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

**c. Contrainte limite :**

➤ Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :



**Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier**

$$\sigma_s = \frac{J_e}{\gamma_s}$$

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$E_s = 200\ 000$  MPa.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$

➤ Etat limite de service :

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible .
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{ij}} )$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{ij}} )$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,65$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

### I.5.3 : Matériaux utilisé :

**Tab I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser**

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
<b>Béton</b>	Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
	*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS ( $\sigma_{bc}$ )	15
	Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée $E_{vj}$	10721,39
<b>Acier</b>	Limite d'élasticité $f_e$	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400
	*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/
	* Fissuration nuisible	240
	* Fissuration très nuisible	176

**II.1 Introduction :**

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93,...).

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

**II.2.1 Les planchers :**

**II.2.1.1. Planchers à corps creux :**

Le plancher à corps creux est un élément qui joue un rôle Porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

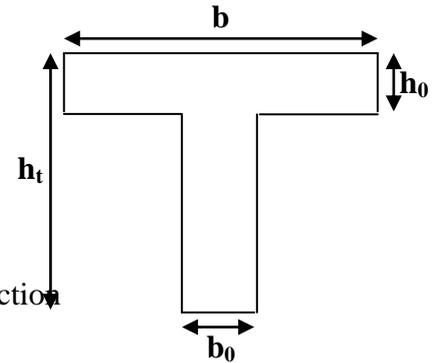
$L_{max}$  : longueur maximale entre nus d'appuis selon le sens de la disposition des poutrelles adoptées.

$h_t$  : hauteur total du plancher

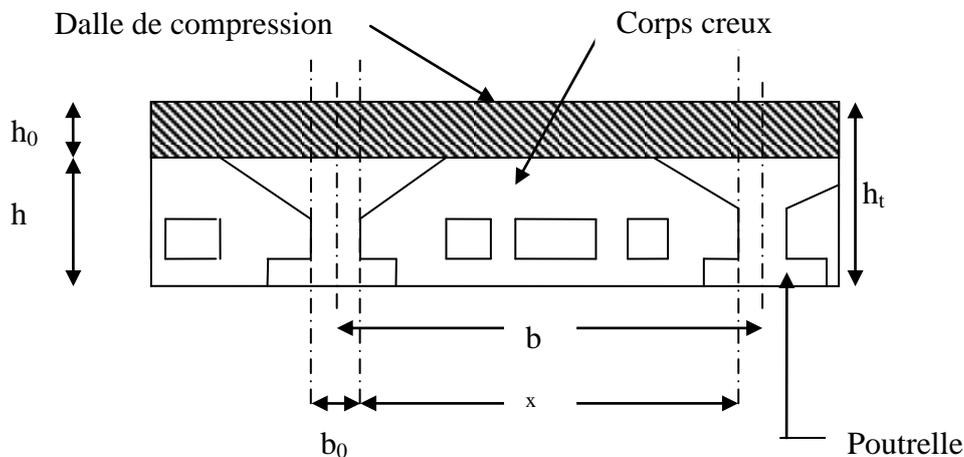
$$L_{max}=(440-30)=410\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{410}{22.5}=18.22\text{cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = h_{cc}+h_0 = 16+4$ ) =20 cm

- $h_{cc} = 16$  cm : Hauteur du corps creux.
- $h_0 = 4$  cm : hauteur de la dalle de compression.



**Fig.II.2 : Schéma d'une poutrelle**



**Figure II.3 : Plancher à corps creux :**

### 1. Poutrelles :

Les poutrelles ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé, sont disposées parallèlement à la petit portée .dans le cas où les travées sont identiques, on prend le sens où il y a le plus d'appuis (critère de continuité). Elles se calculent comme une poutre continue de section en T.

La dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

Avec :

$L_x$  : représente la distance entre poutrelles ( $l_x = 55 \text{ cm}$ ).

$L_y$  : Travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition ( $L_y = 290 \text{ cm}$ ).

La valeur de  $b_0$  dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre :

$$b_0 = (0.4 \div 0.6) h_t \Rightarrow 8 \leq b_0 \leq 12$$

On prend  $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{55}{2}; \frac{290}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

D'où la valeur de la table de compression est prise égale à :  
 $b = 65 \text{ cm}$

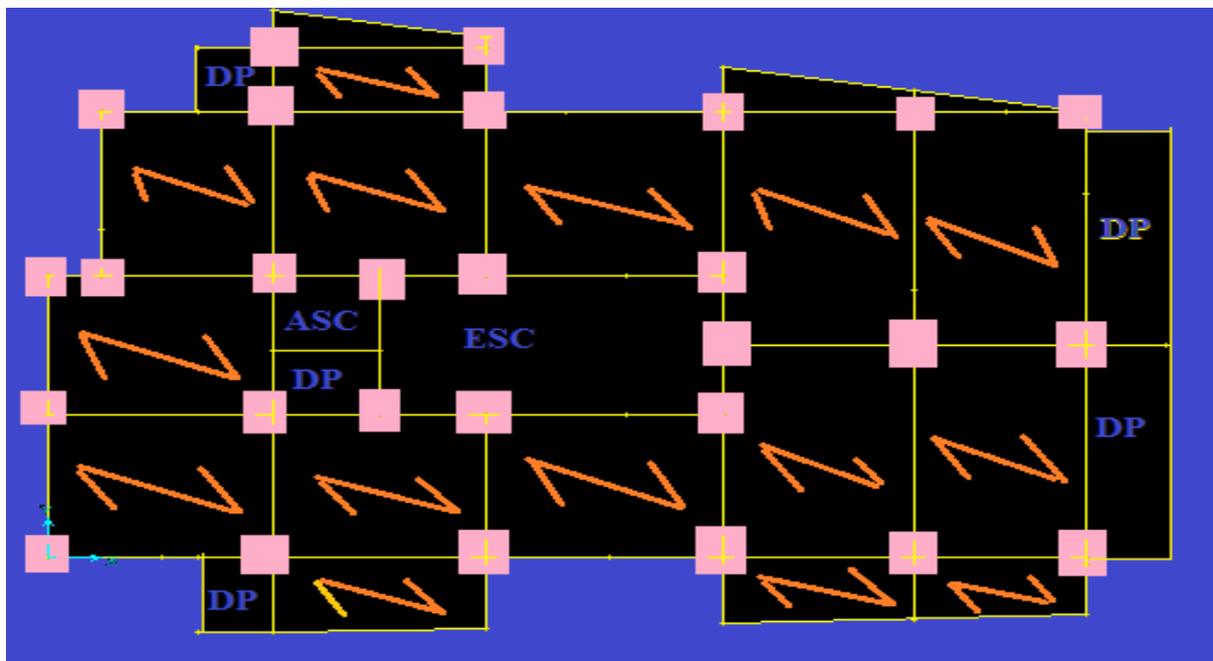


Fig. II.1. Disposition des poutrelles des étages courantes

**II.2.1.2. Plancher à dalle pleine :**

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle qui sont des éléments entourées par des poteaux, murs et voiles, son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

❖ **Résistance à la flexion :**

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  Pour une dalle sur deux appuis ou quatre appuis avec  $\rho \leq 0.4$
- $e \geq \frac{L_x}{20}$  Pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis parallèles.
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec  $\rho > 0.4$ .

$L_x$  est la plus petite portée.

❖ **Résistance au feu :**

- $e = 7$  cm pour une heure de coupe feu.
- $e = 11$  cm pour deux heures de coupe feu.
- $e = 17.5$  cm pour quatre heures de coupe feu.

❖ **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

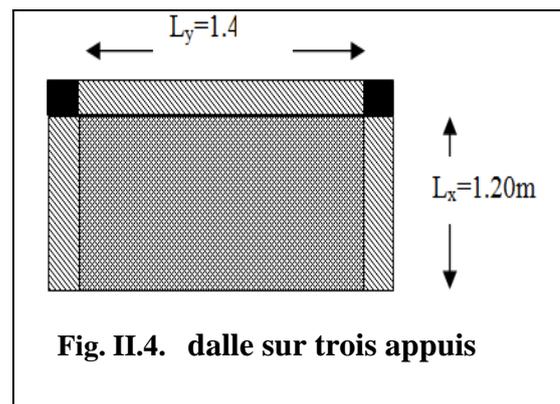
On distingue deux types :

**II.2.1.2.1 Dalle pleines (balcons) :**➤ **dalle sur trois appuis (balcon) :**

$$L_x = 120 \text{ cm}$$

$$L_y = 140 \text{ cm}$$

$$\frac{120}{45} \leq e \leq \frac{120}{40} \Rightarrow 2.6 \leq e \leq 3.00 \Rightarrow e = 2.8 \text{ cm}$$

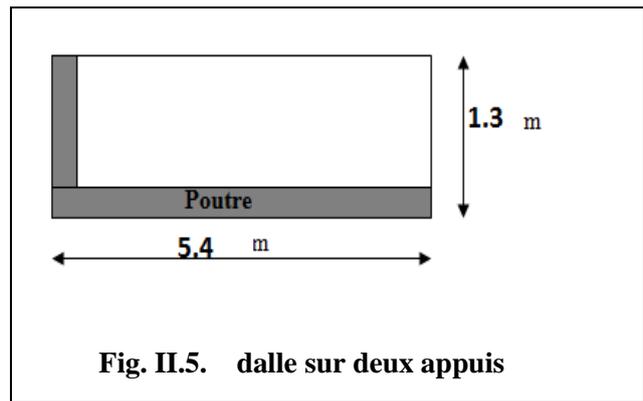


➤ **dalle sur deux appuis:**

$$L_x = 130 \text{ cm}$$

$$L_y = 540 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{130}{20} \Rightarrow e \geq 6.5 \Rightarrow e = 7 \text{ cm}$$

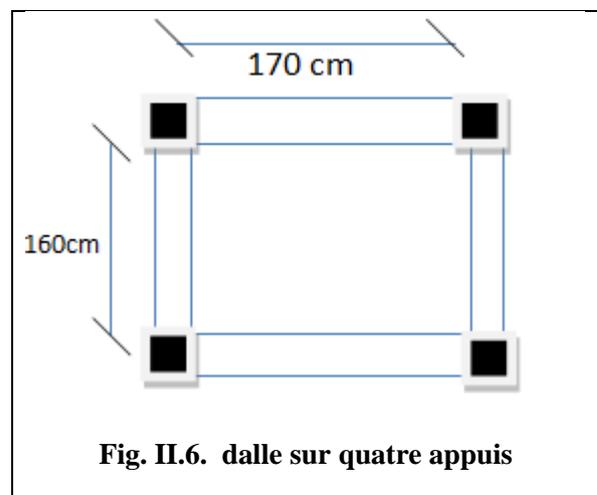


➤ **dalle sur quatre appuis (cage de l'ascenseur) :**

On a:  $L_x = 145 \text{ cm}$

$$L_y = 170 \text{ cm}$$

$$\frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40} \Rightarrow 3.2 \leq e \leq 4.0 \Rightarrow e = 3.5 \text{ cm.}$$



Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faible, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition d'isolation phonique  $e \geq 14 \text{ cm}$

D'où on adopte pour une épaisseur :

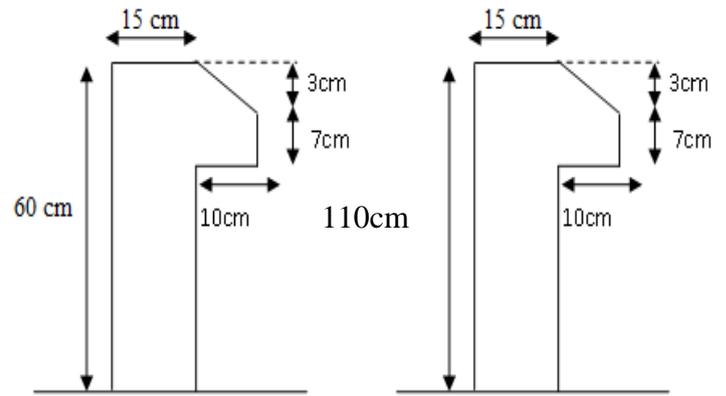
- $e = 14 \text{ cm}$ .....pour les balcons.
- $e = 15 \text{ cm}$ .....pour la cage de l'ascenseur vue le poids important de l'ascenseur.

### II.2.2. pré dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

**Tableau II.1. Evaluation des charges de l'acrotère :**

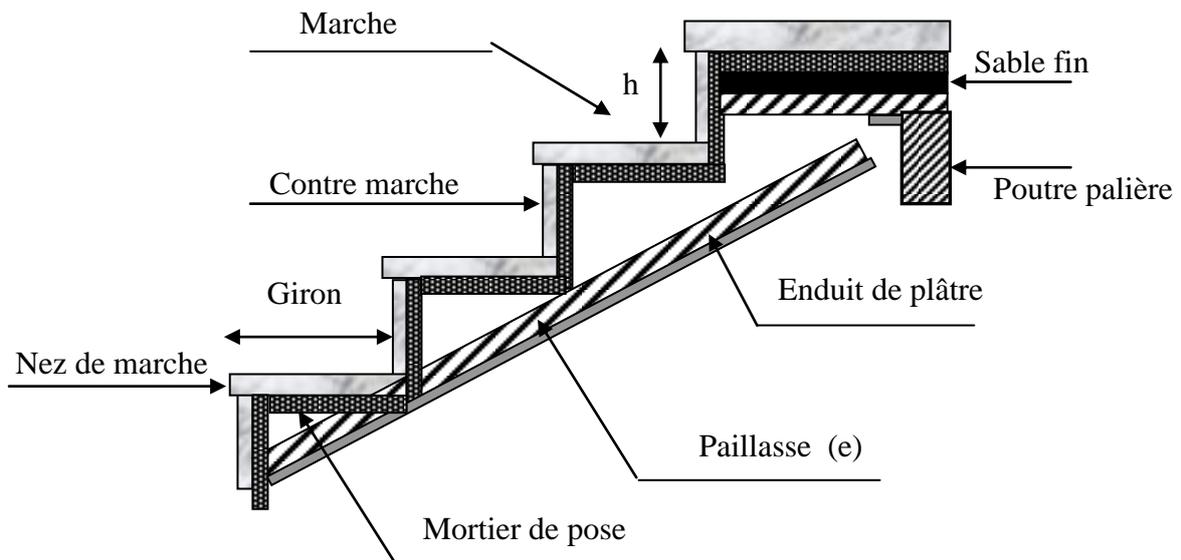
Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Surface ( m <sup>2</sup> )	densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	15	0.069	25	1.725
Enduit de ciment intérieur	2	0.012	20	0.24
Enduit de ciment extérieur	2	0.01	20	0.2
Charge permanents totale	$G = 2.165 \text{ KN/ml}$			
Charge d'exploitation	$Q = 1 \text{ KN/ml}$			



**Fig. II.7.l'acrotère inaccessible et accessible**

**II.2.3.Pré dimensionnements des escaliers :**

L'escalier est un élément en béton armé conçus sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

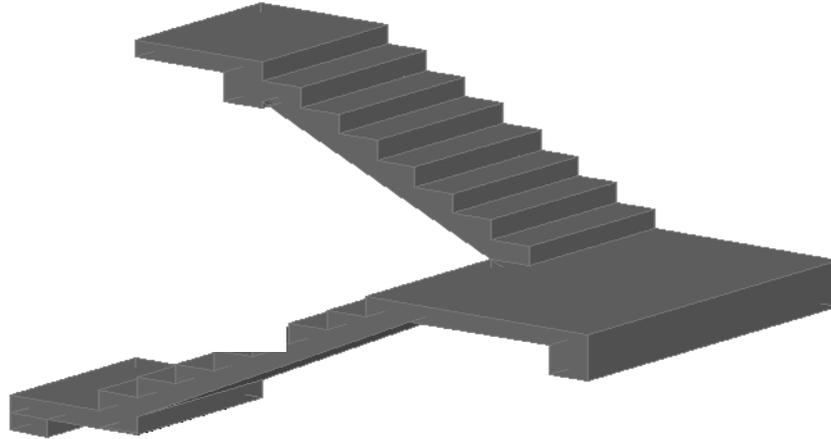


**Fig. II.8. Détail d'un escalier**

### II.2.3.1.Types d'escaliers :

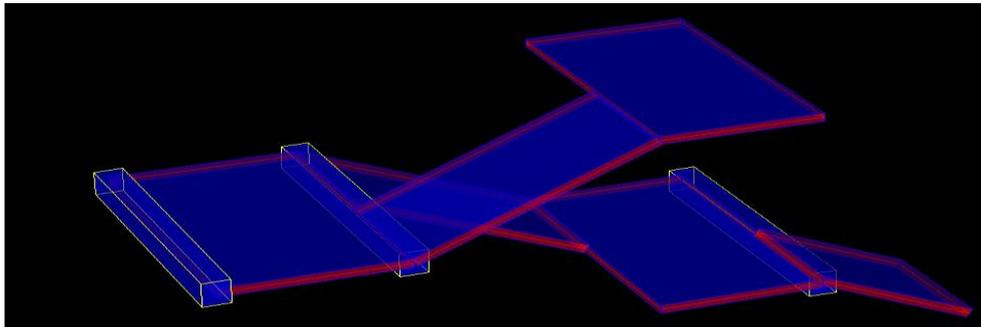
On distingue dans notre projet deux types d'escaliers qui sont :

**Type 1** : escaliers droits à deux volées (figure II.9) :



**Fig. II.9. Escalier a deux volées**

**Type 2** : escalier droit a trois volées (figure II.10)



**Fig. II.10. Escalier a trois volées**

### II.2.3.2.DIMENSIONNEMENT :

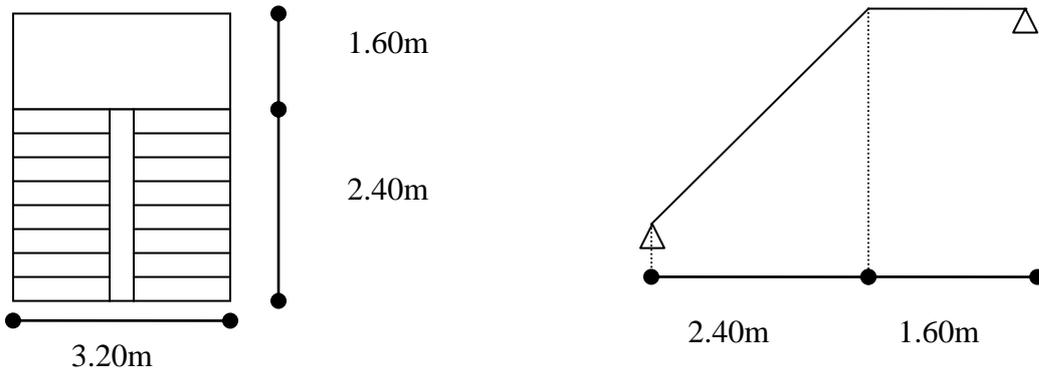
Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur  $h$  des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
- la largeur  $g$  se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL:

$$60 \leq 2h + g \leq 65cm$$

### 1. l'escalier des étages courant :

**Type 1** : pour pouvoir étudier ce type d'escalier on le partage en 2 volées :



**Fig. II.11. Schéma de l'escalier deux volées.**

#### ✓ Epaisseur de la paillasse :

-la longueur développée est :  $L=L_v+L_p$

- $L_v$  : longueur de la volée

- $L_p$  : longueur du palier

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 1.6 + \sqrt{2.4^2 + 1.485^2} = 4.42m. \quad \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{442}{30} \leq e \leq \frac{442}{20}$$

$$\Rightarrow 14.73cm \leq e \leq 22.1cm$$

On prend  **$e=15cm$**

#### ✓ calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a  $L_0= 2.4 m$  ;  $H=1.485 m$ .

$$64n^2 - (64+2H+L_0)n + 2H=0 \Rightarrow 64n^2 - (64+2 \times 148.5+240)n + 2 \times 148.5=0$$

$$64n^2 - 601n + 297=0$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est :  **$n=9$**

Le nombre de marche est :  **$n-1=8$**

#### ✓ Calcul de giron( $g$ ) et la hauteur d'une contre marche :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{148.5}{9} = 16.5 \Rightarrow h = 16.5cm. \quad \Rightarrow g= 30 cm \text{ et } h= 16.5cm$$

## 2. Escalier du RDC : escalier a trois volées.

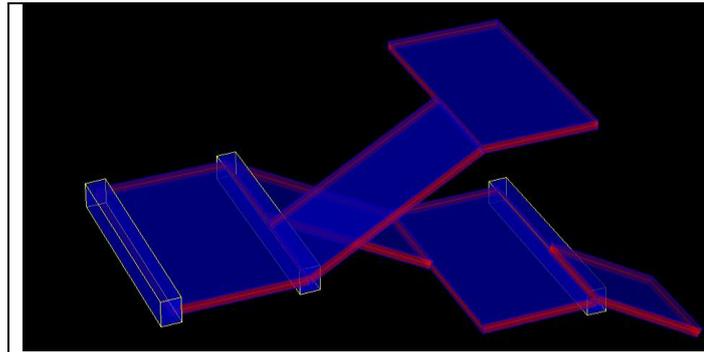


Fig. II.12. Schéma de l'escalier rdc

➤ première volée :

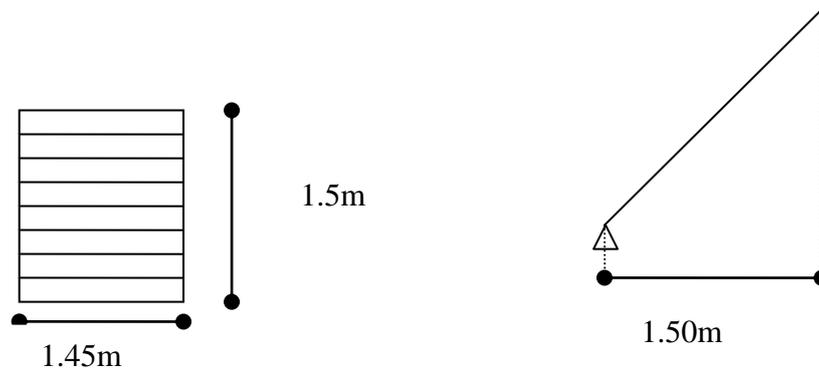


Fig. II.14. Schéma statique de la 1<sup>ère</sup> volée

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{145}{30} \leq e \leq \frac{145}{20}$$

$$\Rightarrow 4.83\text{cm} \leq e \leq 7.25\text{cm}$$

. On prend **e=15cm**.

✓ calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a  $L_0 = 1.5 \text{ m}$ ;  $H = 0.99 \text{ m}$ .

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 0.99 + 1.50)n + 2 \times 0.99 = 0$$

$$64n^2 - 412n + 198 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est : **n=6**

Le nombre de marche est : **n-1=5**

✓ Calcul de giron(g) et la hauteur d'une contre marche :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{1.50}{5} = 0.30 \Rightarrow g = 30\text{cm}.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{0.99}{6} = 0.165 \Rightarrow h = 16.5\text{cm}.$$

➤ **deuxième et troisième volée (2 et 3) :**

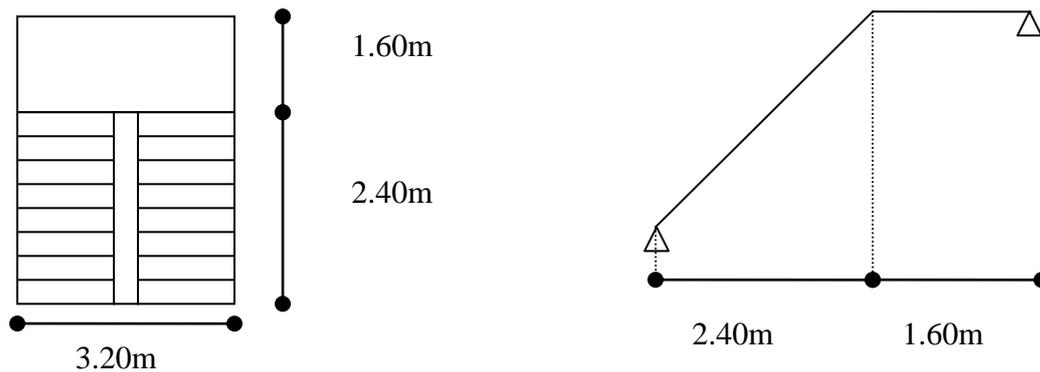


Fig. II.13. Schéma statique de la 2 et la 3<sup>ème</sup> volée

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{320}{30} \leq e \leq \frac{320}{20}$$

$$\Rightarrow 10.66\text{cm} \leq e \leq 16\text{cm}$$

. On prend **e=15cm**.

✓ **Epaisseur de la pailasse :**

-la longueur développée est :  $L=L_v+L_p$

- $L_v$  : longueur de la volée

- $L_p$  : longueur du palier

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 1.6 + \sqrt{2.4^2 + 1.485^2} = 4.42\text{m}. \quad \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{442}{30} \leq e \leq \frac{442}{20}$$

$$\Rightarrow 14.73\text{cm} \leq e \leq 22.1\text{cm}$$

On prend **e=15cm**

✓ **calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a  $L_0= 2.4 \text{ m}$  ;  $H=1.485 \text{ m}$ .

$$64n^2 - (64+2H+L_0)n + 2H=0 \Rightarrow 64n^2 - (64+2 \times 148.5+240)n + 2 \times 148.5=0$$

$$64n^2 - 601n + 297=0$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est : **n=9**

Le nombre de marche est : **n-1=8**

✓ **Calcul de giron(g) et la hauteur d'une contre marche :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm}.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{148.5}{9} = 16.5 \Rightarrow h = 16.5\text{cm}.$$

$$\Rightarrow g= 30 \text{ cm et } h= 16.5\text{cm}$$

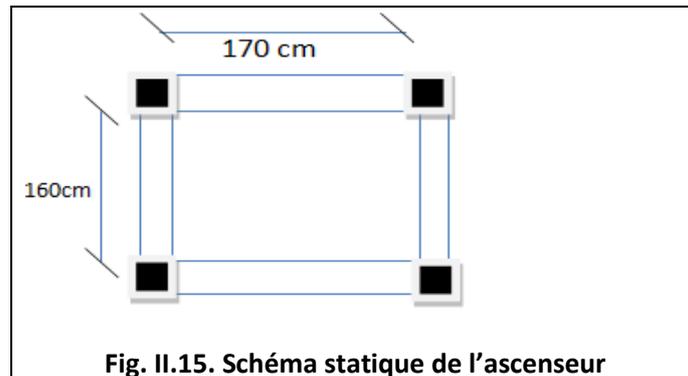
$$\Rightarrow g= 30 \text{ cm et } h= 16.5 \text{ cm}$$

### II.2.4. Ascenseur :

L'ascenseur est un moyen mécanique servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

L'ascenseur est composé de deux éléments ; la cabine et le contrepoids. Les dimensions de la cabine sont fonction du nombre de personnes à transporter.

#### 1. Caractéristiques de l'ascenseur :



- Longueur : 170cm
- largeur : 160cm
- hauteur : 220cm
- $V=1.6\text{m/s}$  → Vitesse de levage.
- $P_m = 15\text{KN}$  : Charge due à la salle des machines.
- $D_m = 51\text{KN}$  : Charge due au poids propre de la l'ascenseur.
- $F_c = 145\text{KN}$  : Charge due à la tension dans les câbles.
- Course maximale = 50m.
- $B_s * T_s = 180 * 210$  dimensions de la gaine.
- Poids de 08 personnes = 630 kg = 6.3KN = 15 + 51 + 6.3 = 72.3KN

#### 2. Evaluation des charges et des sur charges :

Tableau. II.2.évaluation des charges de l'ascenseur.

Poids propre de la dalle et revêtement	La surface ( $\text{m}^2$ )	Poids de la machine ( $\text{KN}/\text{m}^2$ )	Poids total ( $\text{KN}/\text{m}^2$ )
$G_1=25 \times 0.15 + 22 \times 0.04$	$S=L_x \times L_y$ $=1.6 \times 1.70$	$G_2=F_c/S$ $=145/2.72$	$G=G_1+G_2$ $=4.63+53.31$
$G_1=4.63\text{KN}/\text{m}^2$	2.72	53.31	$G=57.94$

La charge d'exploitation est :  $Q=1\text{KN}/\text{m}^2$

### II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

#### II.3.1. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types : poutres principales et poutres secondaires.

##### II.3.1.1. Les poutres principales :

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Leur pré dimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du CBA 93 suivante

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche)}$$

$L_{\max}$  : Portée maximale de la poutre principale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 580 - 30 = 550 \text{ cm}$$

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \Rightarrow 36.67 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm}.$$

On prend :  $h = 40 \text{ cm}$ .

Donc on adopte pour des poutres principales une section de :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

- **Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h / b = 1.33 \text{ cm} \leq 4.00 \end{array} \right. \text{ vérifiée.}$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.

$h$  : hauteur de la poutre.

Soit :  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

##### II.3.1.2. Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche)}$$

$L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis de la poutre secondaire.

$$L_{\max} = 440 - 30 = 410 \text{ cm}.$$

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27.33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm}.$$

On prend :  $h = 35 \text{ cm}$ .

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

- **Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h / b = 1.16 \text{ cm} \leq 4.00 \end{array} \right. \quad \text{vérifiée.}$$

### II.3.2.les voiles :

Ce sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les deux autres qui est l'épaisseur. L'épaisseur est donnée par les conditions du RPA2003 (art 7.7.1)

Suivantes :

$$e \geq \text{Max} (h_e / 20 , 15 \text{ cm}).$$

1. **Pour le RDC :**  $h_e = 3.76 \text{ m} \Rightarrow e \geq 18.8 \text{ cm}$ .

On prend  $e = 20 \text{ cm}$ .

2. **Pour l'étage courant :**  $h_e = 2.77 \text{ m} \Rightarrow e \geq 13.85 \text{ cm}$ .

Finalement on opte pour une épaisseur égale à :  $e = 20 \text{ cm}$ .

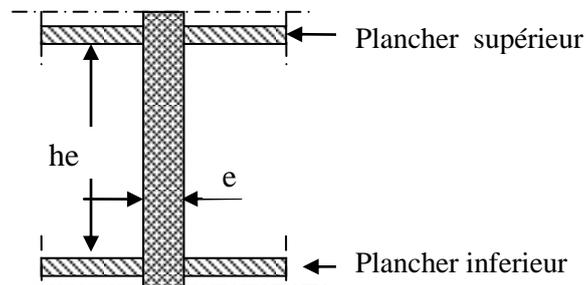


FIG.II.16.Coupe vertical d'un voile

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

#### 1. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau. II.3. évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Plancher à corps creux	/	/	2.85
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Forme de pente	0.065	22	1.43
Charge permanente totale	$G = 5.67 \text{ KN /m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 1 \text{ KN /m}^2$		

**2. Plancher terrasse accessible :****Tableau .II.4. Évaluation des charges et surcharge de la terrasse accessible**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	/	/	2.85
Forme de pente	0.065	22	1.43
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	G=5.64 KN /m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	Q=1.5 KN/m <sup>2</sup>		

**3. Plancher étages courants à usage d'habitation:****Tableau .II.5. Évaluation des charges et surcharge de plancher étage courant**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	/	/	2.85
Cloison de séparation	0.1	9	0.9
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	G=5.11 KN /m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	Plancher à usager d'habitation		Q= 1.5KN/m <sup>2</sup>

**4. dalle pleine (balcon) :****Tableau .II.6. Évaluation des charges et surcharge de la dalle pleine**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.14	25	3.5
Enduit de plâtre	0.02	18	0.36
Charge permanente totale	G=5.02 KN /m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	Q=3.5 KN/m <sup>2</sup>		

**5 .Les escaliers :****5.1. Palier :****Tableau .II.7. Évaluation des charges et surcharge du palier**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.15	25	3.75
Enduit de plâtre	0.02	18	0.36
Charge permanente totale	G=5.27 KN /m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	Q=2.5 KN/m <sup>2</sup>		

**5.2. La volée :****Tableau .II.8. Évaluation des charges et surcharge de la volée.**

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Densité (kN /m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage		0.02	20	0.40
Mortier de pose		0.02	20	0.40
Lit de sable		0.02	18	0.36
Enduit de plâtre		0.02	18	0.36
Marche		0.165*0.5	22	1.81
Paillasse	Type I	0.15/cos 31.75	25	4.41
		0.15/cos 31.75	25	4.41
	Type II	0.15/cos 31.75	25	4.41
		0.15/cos 33.42	25	4.49

**5.3. Tableau récapitulatif des charges sur les volées :****Tableau .II.9. Récapitulatif des charges sur les volées**

Type d'escaliers	Etage	G (kN /m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )
Type I	0.15/cos 32.51	7.74	2.5
	0.15/cos 32.51	7.74	
Type II	0.15/cos 32.51	7.74	
	0.15/cos 33.46	7.82	

**Tableau .II.10. Évaluation des charges et surcharge des murs extérieurs.**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	0.15	9	1.35
Lame d'air	0.5	-	-
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.4
Enduit de plâtre intérieur	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	G=2.85 KN /m <sup>2</sup>		

## II.5. Décente de charge :

### 1. les Poteaux :

sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le (CBA).

### 2. Décente de charge :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente des charges va être effectuée pour les poteaux **P1** et **P2** (voir la figure II.18) Car :

- le poteau **P1** est un poteau de la cage d'escalier.
- le poteau **P2** est le poteau central

Préalablement on adopte des sections pour les poteaux données dans le tableau ci-dessous qui vérifient les conditions de RPA99 (2003), après avoir effectué la descente de charge pour les poteaux P1 et P2 on vérifie les sections de différents étages à la compression et à la stabilité de forme (flambement).

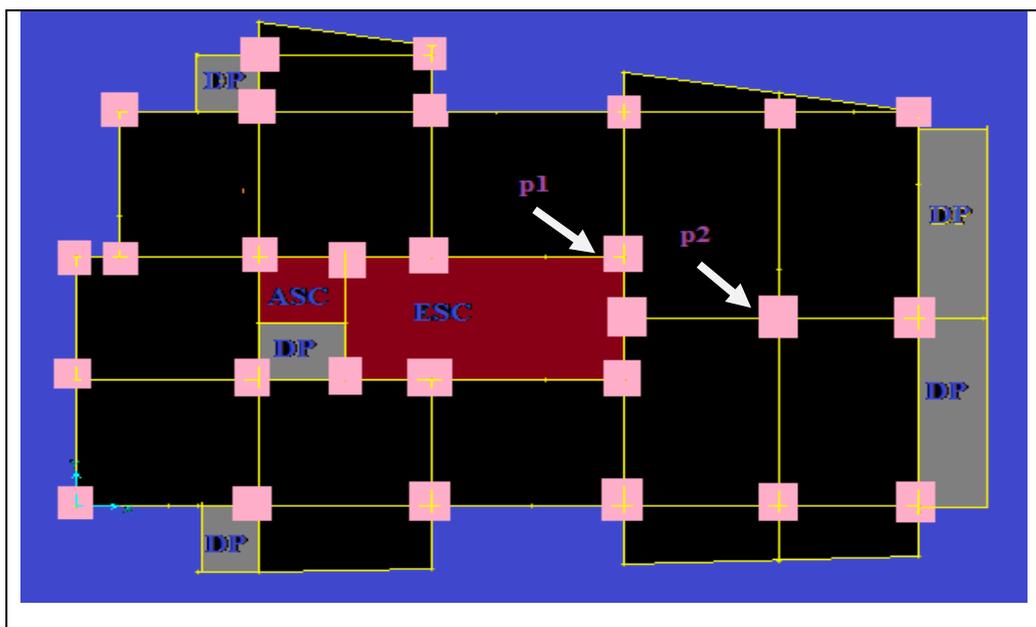


Fig. II.17. repérage des poteaux p1 et p2

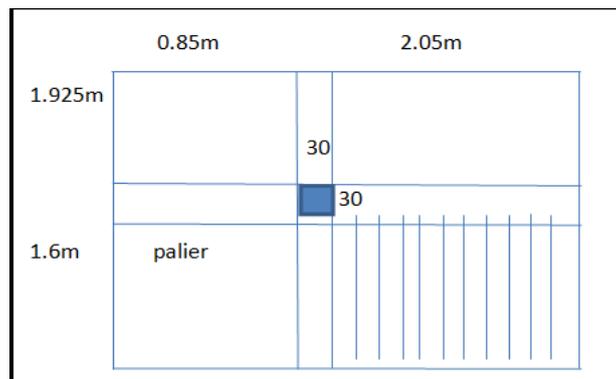
**Conditions de RPA99 (2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm.} \\ \text{Min (b, h)} \geq h_c/20 \text{ cm.} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont :

**Tableau. II.11.sections préalables des poteaux.**

Etage	RDC	1 et 2 <sup>ème</sup>	3 et 4 <sup>ème</sup>	5 et 6 <sup>ème</sup>	7 et 8 <sup>ème</sup>	Terrasse inaccessible
Section(b×h) cm <sup>2</sup>	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35

**3. Descente des charges pour le poteau P1 :****3.1. Calcul des surfaces afférentes :****3.1.1. Terrasse accessible et plancher de l'étage courant :****Fig. II.18.surface afférente de p1 (étages courants et T. accessible)****Pour les charges d'exploitations :**

Surface corps creux :

$$S = (1,925 + 0,30 + 1,6) \times (0,85 + 0,30 + 2,05) - (0,85 \times 1,6) - (1,6 \times 2,05)$$

$$S = 7,6 \text{ m}^2.$$

Surface PALIER

$$S = (0,85 \times 1,6) = 1,36 \text{ m}^2.$$

Surface VOLEE :

$$S = (2,05 \times 1,6) = 3,28 \text{ m}^2.$$

**Pour les charges permanentes :**

Surface corps creux :

$$S = (1.925+1.6) \times (0.85+2.05) - (0.85 \times 1.6) - (2.05 \times 1.6)$$

$$S = 5.63 \text{ m}^2.$$

➤ **Poids propre des poutres :**

- $G_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (1.6 + 1.925) = 10.57 \text{ KN}$
- $G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times (0.85 + 2.05) = 7.612 \text{ KN}$

➤ **Poids des poteaux :**

$$\bullet G_{\text{Poteau}} = b \times h \times l \times \rho_{\text{béton}}$$

**Tableau. II.12.poids propre des poteaux**

poteaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Hauteur libre (m)	G <sub>pot</sub> (KN)
RDC	60×60	3.56	32.04
Etages 1,2	55×55	2.57	19.43
Etages 3,4	50×50	2.57	16.06
Etages 5,6	45×45	2.57	13.01
Etages 7,8	40×40	2.57	10.28
Terrasse inaccessible	35×35	2.57	7.87

**3.1.2. Calcul du poids des éléments :****Tableau. II.13.poids des éléments**

Eléments		Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids (KN)
Plancher terrasse inaccessible		5.67	4.64	26.31
Plancher terrasse accessible		5.64	5.63	31.75
Plancher d'étage courant (16+4)		5.11	5.63	28.8
Escalier	Volée	7.71	3.28	31.95
	palier	4.90	1.36	

**4. Calcul des charges d'exploitations :****4.1. La loi de dégression (DTR-BC2-2) :**

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges. La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont être sommées avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

**4.2. Enoncé de la loi de dégression :**

Dans notre cas les surcharges d'exploitations sont égales pour chacun des 10 niveaux.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = Q$  (étage a usage d'habitation), et soit

$Q_0$  : la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant la buanderie.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 0 :  $Q_0$

Niveau 1 :  $Q_0 + Q_1$

Niveau 2 :  $Q_0 + 1.9 * Q$

Niveau 3 :  $Q_0 + 2.70 * Q$

Niveau 4 :  $Q_0 + 3.40 * Q$

Niveau 5 :  $Q_0 + 4 * Q$

Niveau 6 :  $Q_0 + 4.5 * Q$

Niveau 7 :  $Q_0 + 5 * Q$

Niveau 8 :  $Q_0 + 5.5 * Q$

Niveau 9 :  $Q_0 + 6 * Q$

Le coefficient  $\left(\frac{3+n}{2}\right)$  étant valable pour  $n \geq 5$

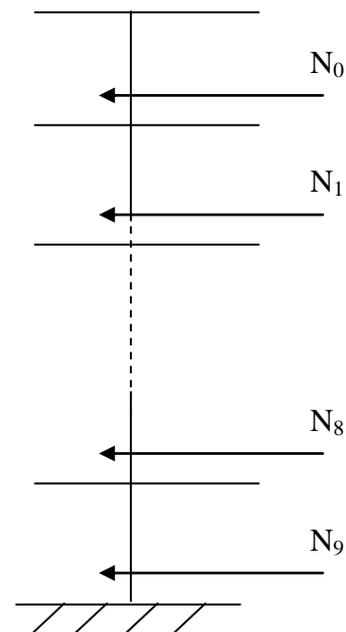


Figure II.19. Schéma statique De la descente de charge

## 5. Tableau récapitulatif du poids des éléments :

Tableau. II.14. Descente de charges pour le poteau P1

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	26.31	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	10.57	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	7.61	
	Poteau (35*35) cm <sup>2</sup>	7.87	
	Total	52.36	
N1	Venant de N <sub>0</sub>	52.36	
	Plancher terrasse accessible	31.75	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	10.57	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	7.61	
	Escaliers (pallier + volée)	31.95	
	Poteau (40*40) cm <sup>2</sup>	10.28	
	Total	144.52	
N2	Venant de N <sub>1</sub>	144.52	
	Plancher d'étage (16+4) cm	28.8	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	10.57	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	7.61	
	Escaliers (pallier + volée)	31.5	
	Poteau (40*40) cm <sup>2</sup>	10.28	
	Total	233.25	

N3	Venant de N <sub>2</sub>	233.25	
	Plancher d'étage (16+4) cm	28.8	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	10.57	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	7.61	
	Escaliers (pallier + volée)	31.95	
	Poteau (45*45) cm <sup>2</sup>	13.01	
	<b>Total</b>	<b>325.19</b>	<b>58.75</b>
N4	Venant de N <sub>3</sub>	325.19	
	Plancher d'étage (16+4) cm	28.8	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	10.57	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	7.61	
	Escaliers (pallier + volée)	31.95	
	Poteau (45*45) cm <sup>2</sup>	13.01	
	<b>Total</b>	<b>417.13</b>	<b>72.78</b>
N5	Venant de N <sub>4</sub>	417.13	
	Plancher d'étage (16+4) cm	28.8	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	10.57	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	7.61	
	Escaliers (pallier + volée)	31.95	
	Poteau (50*50) cm <sup>2</sup>	16.06	
	<b>Total</b>	<b>512.12</b>	<b>84.8</b>
N6	Venant de N <sub>5</sub>	512.12	
	Plancher d'étage (16+4) cm	28.8	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	10.57	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	7.61	
	Escaliers (pallier + volée)	31.95	
	Poteau (50*50) cm <sup>2</sup>	16.06	
	<b>Total</b>	<b>607.11</b>	<b>94.82</b>
N7	Venant de N <sub>6</sub>	607.11	
	Plancher d'étage (16+4) cm	28.8	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	10.57	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	7.61	
	Escaliers (pallier + volée)	31.95	
	Poteau (55*55) cm <sup>2</sup>	19.43	
	<b>Total</b>	<b>705.47</b>	<b>104.23</b>
N8	Venant de N <sub>7</sub>	705.47	
	Plancher d'étage (16+4) cm	28.8	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	10.57	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	7.61	
	Escaliers (pallier + volée)	31.95	
	Poteau (55*55) cm <sup>2</sup>	19.43	
	<b>Total</b>	<b>803.83</b>	<b>113.66</b>
N9	Venant de N <sub>8</sub>	803.83	
	Plancher d'étage (16+4) cm	28.8	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	10.57	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	7.61	
	Escaliers (pallier + volée)	31.95	
	Poteau (60*60) cm <sup>2</sup>	32.04	
	<b>Total</b>	<b>914.8</b>	<b>123.68</b>
<b>N<sub>u</sub> = 1.35G<sub>t</sub> + 1.5 Q<sub>t</sub></b>		<b>N<sub>u</sub> = 1420.5 KN</b>	
<b>N<sub>s</sub> = G<sub>t</sub> + Q<sub>t</sub></b>		<b>N<sub>s</sub> = 1038.48 KN</b>	

## 6. Descente des charges pour le poteau P2 :

### 6.1. Calcul des surfaces afférentes :

#### 6.1.1. Terrasse accessible et plancher d'étage courant :

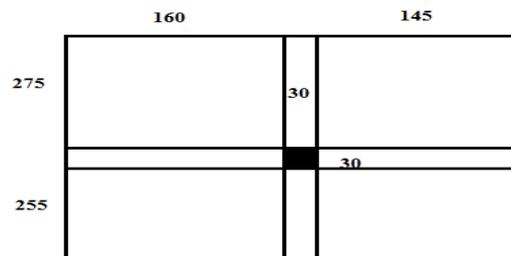


Fig. II.21. surface afférente (étages courants et T. accessible)

#### Pour les charges d'exploitations :

$$S = (1.6 + 0.30 + 1.45) \times (2.75 + 0.30 + 2.55)$$

$$S = 18.76 \text{ m}^2$$

#### Pour les charges permanentes :

$$S = (1.6 + 1.45) \times (2.75 + 2.55)$$

$$S = 16.165 \text{ m}^2$$

## 7. Calcul du poids des éléments :

Tableau. II.15. poids des éléments.

Eléments	Poids (KN /m <sup>2</sup> )	Surfaces (m <sup>2</sup> )	Poids(KN)
Plancher terrasse accessible	5.64	16.165	91.17
Plancher d'étage courant	5.11	16.165	82.60

#### ✓ Poids propre des poutres :

- $G_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.75 + 2.55) = 15.9 \text{ KN}$
- $G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times (1.6 + 1.45) = 8.01 \text{ KN}$

## 8. Tableau récapitulatif du poids des éléments :

Tableau. II.16. Décente de charge pour le poteau P2.

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N0	Plancher terrasse accessible	91.17	
	Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	15.9	
	Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	8.01	28.14
	Poteau (35×35) cm <sup>2</sup>	8.15	
	Total	123,23	
N1	Venant de N0	123,23	56.28
	Plancher d'étage	80,1	
	Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	15,9	
	Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	8,01	
	Poteau (40×40) cm <sup>2</sup>	10.64	
	Total	237,88	

N2	Venant de N1	237,88	
	Plancher d'étage	80,1	
	Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	15,9	
	Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	8,01	
	Poteau (40×40) cm <sup>2</sup>	10.64	
	Total	352,53	81.61
N3	Venant de N2	352,53	
	Plancher d'étage	80,1	
	Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	15,9	
	Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	8,01	
	Poteau (45×45) cm <sup>2</sup>	13.47	
	Total	470,01	104.12
N4	Venant de N3	470,01	
	Plancher d'étage	80,1	
	Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	15,9	
	Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	8,01	
	Poteau (45×45) cm <sup>2</sup>	13.47	
	Total	587,49	123.82
N5	Venant de N4	587,49	
	Plancher d'étage	80,1	
	Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	15,9	
	Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	8,01	
	Poteau (50×50) cm <sup>2</sup>	16.62	
	Total	708,12	140.7
N6	Venant de N5	708,12	
	Plancher d'étage	80,1	
	Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	15,9	
	Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	8,01	
	Poteau (50×50) cm <sup>2</sup>	16.62	
	Total	828,75	154.77
N7	Venant de N6	828,75	
	Plancher d'étage	80,1	
	Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	15,9	
	Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	8,01	
	Poteau (55×55) cm <sup>2</sup>	20.11	
	Total	952,87	168.84
N8	Venant de N7	952,87	
	Plancher d'étage	80,1	
	Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	15,9	
	Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	8,01	
	Poteau (55×55) cm <sup>2</sup>	20.11	
	Total	1076,99	182.91
N9	Venant de N8	1076,99	
	Plancher d'étage	80,1	
	Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	15,9	
	Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	8,01	
	Poteau (60×60) cm <sup>2</sup>	33.12	
	Total	1214,12	196.98
N <sub>u</sub> = 1.35G <sub>t</sub> + 1.5 Q <sub>t</sub>		N <sub>u</sub> = 1934.53 KN	
N <sub>s</sub> = Q <sub>t</sub> + G <sub>t</sub>		N <sub>s</sub> = 1411.1 KN	

## 9. Récapitulation des résultantes :

**Tableau. II.17. Efforts normaux dans les deux poteaux.**

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Ns (KN)
Poteau P1	914.8	123.68	1420.5	1038.48
Poteau P2	1214,12	196.98	1934.53 KN	1411.1 KN

Le poteau le plus sollicité est **P2** avec un effort normal égal à :

$$Nu = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 * 1214,12 + 1.5 * 196.98 = 1934.53 \text{ KN}$$

Selon le CBA (Art B.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10%

Après majoration on trouve **Nu : 2127.98 KN**

## 10. Vérifications :

### 10.1. Vérification des poteaux a la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  ; avec B : section du poteau

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

**Tableau. II.18. Vérification des poteaux la compression simple**

Etages	Nu(KN)	Section (m <sup>2</sup> )	Condition $\bar{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{cal}$		Observation
			$\bar{\sigma}_{bc}$ (mpa)	$\sigma_{cal}$ (mpa)	
<b>RDC</b>	1934.53	0.60*0.60	15	5.37	<b>Vérifiée</b>
<b>1 et 2<sup>eme</sup></b>	1728.2	0.55*0.55	15	5.71	
<b>3et 4<sup>eme</sup></b>	1350.96	0.50*0.50	15	5.40	
<b>5et 6<sup>eme</sup></b>	978.18	0.45*0.45	15	4.83	
<b>7et 8</b>	432.99	0.40*0.40	15	2.70	
<b>Terrasse inaccessible</b>	77.65	0.35*0.35	15	0.63	

### 10.2. Vérification du critère de stabilité de forme :

D'après le (CBA) on doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq \bar{Nu} = \alpha * \left[ \frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right]$$

$Br = (a-2) \times (b-2)$  ; a et b : dimension du poteau

$As \geq 0.8\% \cdot Br$  On prend = 1% Br

$\gamma_b$  : Coefficient de la sécurité du béton

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

$\alpha$  : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

On calcul l'élanement :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  et  $l_f = 0.7 \cdot l_0$  Avec

$l_f$  : La longueur de flambement

$l_0$  : longueur du poteau

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{et} \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

**Vérification du poteau de RDC :**

$$L_f = 0.7 \cdot l_0 = 0.7 \cdot 3.56 = 2.49 \text{ m}$$

$$B = 0.6 \cdot 0.6 = 0.36 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.6 \cdot 0.6^3}{12} = 1.08 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{1.08 \cdot 10^{-2}}{0.36}} = 0.173 \text{ m}, \quad \lambda = \frac{2.49}{0.173} = 14.4 \leq 50 \Rightarrow \alpha = 0.82$$

$$\text{D'après le BAEL 91 on doit vérifier } Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{fe}{100 \cdot \gamma_s} \right]} \Rightarrow Br \geq 0.1030 \text{ m}^2$$

$$\text{Or nous avons : } Br = (60-2) \times (60-2) \times 10^{-4} = 0.3364 \text{ m}^2$$

$0.3364 \geq 0.148$  donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérification au flambement sont résumés dans le tableau II.19 suivant :

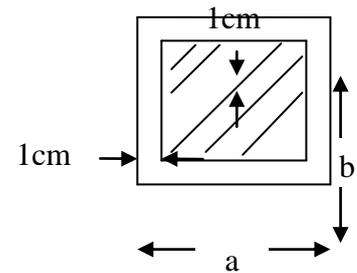


Fig. II.21. Section brute ( $B_r$ )

**Tableau. II.19. Vérification des poteaux au flambement**

Etages	Nu(KN)	Section (m <sup>2</sup> )	Condition $Br \geq Br_{cal}$		Observation
			Br	Br <sub>cal</sub>	
<b>RDC</b>	1934.53	0.6*0.6	0.3364	0.106	<b>Vérifier</b>
<b>1 et 2<sup>eme</sup></b>	1728.2	0.55*0.55	0.2809	0.094	
<b>3et 4<sup>eme</sup></b>	1350.96	0.50*0.50	0.2304	0.074	
<b>5et 6<sup>eme</sup></b>	978.18	0.45*0.45	0.1849	0.053	
<b>7et 8<sup>eme</sup></b>	432.99	0.40*0.40	0.1444	0.024	
<b>Terrasse inaccessible</b>	77.65	0.35*0.35	0.1089	0.0047	

Le tableau ci-dessus résume la vérification au flambement des poteaux de tous les étages, on remarque que les résultats sont vérifiées pour tous les étages, donc il n'y a pas de risque de flambement pour les poteaux.

### II.6.Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

**Tableau. II.20. Caractéristiques des éléments structuraux**

Eléments	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)
Poutres principales	30	40
Poutres secondaires	30	35
Poteaux du RDC	60	60
Poteaux du 1 et 2 <sup>eme</sup>	55	55
Poteaux du 3et 4 <sup>eme</sup>	50	50
Poteaux du 5et 6 <sup>eme</sup>	45	45
Poteaux du 7et 8 <sup>eme</sup>	40	40
Poteaux du la Terrasse inaccessible	35	35
Voiles de contreventement	$e = 20 \text{ cm}$	

### III.1 Introduction :

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : les planchers, les escaliers, l'acrotère, la poutre de chaînage et l'ascenseur.

### III.2 Calculs des planchers :

#### III.2.1. Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué de deux parties : d'hourdis qui est un coffrage perdu qui sert pour l'isolation ainsi qu'une dalle de compression et prend Appuis sur les poutrelles.

##### III.2.1.1 Etudes des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

#### 1. Méthode de calcul des sollicitations :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

##### 1.1. Méthode Forfaitaire :

###### 1.1.1. Domaine d'application :

Pour déterminer les moments sur appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées.

- plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ).
- le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ .
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

###### 1.1.2. Application de la méthode :

Valeurs des moments :

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

- ✓  $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max}(1.05M_0, (1 + 0.3\alpha) M_0)$
- ✓  $M_t \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée intermédiaire.
- ✓  $M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée de rive

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

0.6 $M_0$  pour une poutre à deux travées.

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

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

Avec  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

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

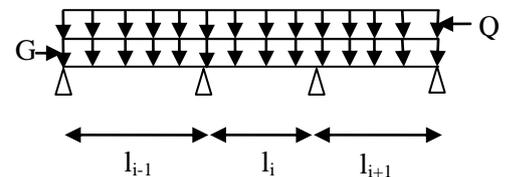


Fig.III.1.Schéma d'une Poutre

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$-0.15M_0$ . Tel que  $M_0 = \text{Max}(M_0^1, M_0^2)$

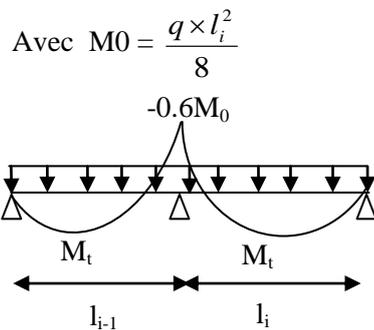


Fig.III.2.moment sur une poutre de deux travées

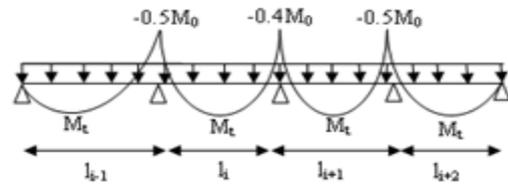


Fig.III.3.moment sur poutre plus de deux travées

- Evaluation de l'effort tranchant :

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui Intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées

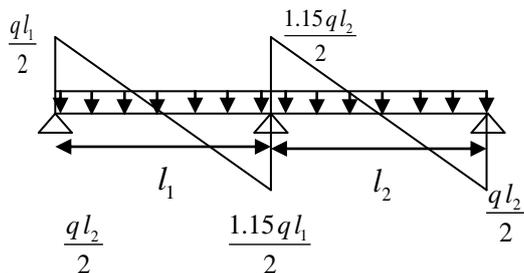


Fig.III.4.Effort tranchant sur une poutre à deux travées

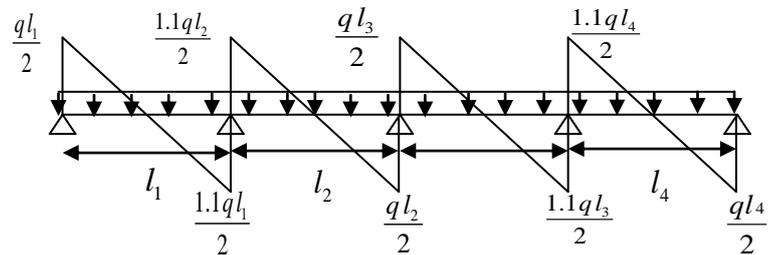


Fig.III.5.Effort tranchant d'une poutre à plus deux travées

### 1.2. Méthode de Caquot (Annexe 2) :

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher à surcharge élevée ( $Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne Moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

#### III.2.1.2. Différents types de poutrelles :

Dans notre projet on distingue plusieurs types de poutrelles qui sont classés dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Différents types de poutrelles.

Type	Schémas statiques
Type1	
Type2	
Type3	
Type4	
Type5	
Type6	
Type7 T. accessible	

**III. 2.1.3. Charges et surcharges revenant aux poutrelles :**

-à l'ELU :  $p_u = b \times (1.35 G + 1.5 Q)$

-à l'ELS :  $p_s = b \times (G + Q)$

**Tableau III.2. Chargement des poutrelles.**

Type de plancher	G (KN /m <sup>2</sup> )	Q (KN /m <sup>2</sup> )	b (m)	$p_u$ (KN/ml)	$p_s$ (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.67	1	0.65	5.95	4.33
Terrasse accessible	5.64	1.5	0.65	6.41	4.64
Étages courants	5.11	1.5	0.65	5.95	4.3
RDC	5.11	1.5	0.65	5.95	4.3

Avec :

b : largeur de la table d'entre-axes des poutrelles.

$p_u$  : c'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite ultime.

$p_s$  : c'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite de service.

**III. 2.1.4. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaires :****Conditions D'application :**

1-Plancher a surcharge modérée :  $Q \leq \min (2 \times G ; 5) \text{ KN/m}^2$

◆ Plancher Terrasse inaccessible :

$G = 5.67 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$  ..... vérifiée.

◆ Plancher de RDC :

$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.11 ; 5) \text{ KN/m}^2$  ..... vérifiée.

◆ Plancher étage courant :

$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.11 ; 5) \text{ KN/m}^2$  ..... vérifiée.

2-Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.

3-Le rapport  $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$ ..... est n'est pas vérifié pour tous types de poutrelles.

4- Fissuration peu nuisible

Toutes les conditions d'utilisation de cette méthode sont satisfaites pour les type 2,3.

Le type 1, la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas satisfaisante  $\frac{3.2}{4.53} = 0.71 < 0.80$ , donc on applique pour

le type 1 la méthode de Caquot minorée

### III.2.1.5. Exemple illustratif :

**Type 1** pour : RDC Pour le calcul on exposera un exemple pour illustrer la méthode Caquot minorée (le type 1 du plancher pour le RDC) et les autres types seront résumés dans des tableaux.

#### III.2.1.5.1. Calcul des sollicitations

$$G' = \frac{2}{3}G$$

$$G' = \frac{2}{3} * 5.11 = 3.41 \text{ KN/m}$$

$$P_u' = 4.45 \text{ KN/m}$$

$$P_s' = 3.19 \text{ KN/m}$$

#### • Moments aux appuis :

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante

$$M_i = \frac{p_g \times L_g^3 + p_d \times L_d^3}{8.5 \times (L_g + L_d)}$$

Avec :

$p_g, p_d$  : Étant le chargement à gauche (respectivement à droite) de l'appui.

$L_g, L_d$  : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

Calcul des longueurs fictives :

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.2 \text{ m}$$

$$L'_{BC} = 0.8 L_{BC} = 3.2 \text{ m}$$

$$L'_{CD} = 0.8 L_{CD} = 3.52 \text{ m}$$

$$L'_{DE} = 0,8L_{DE} = 2.88 \text{ m.}$$

$$L'_{EF} = 0,8L_{EF} = 2.56 \text{ m}$$

$$L'_{FG} = L_{FG} = 4.53 \text{ m.}$$

• **Les moments aux appuis :**

• **A l'ELU :**

$$P_u' = 4.45 \text{ KN/m}^2$$

$$M_A = M_G = 0$$

$$M_B = -\frac{4.45(3.2^3+3.2^3)}{8,5(3.2+3.2)} = -5.36 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{4.45(3.2^3+3.52^3)}{8,5(3.2+3.52)} = -5.95 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{4.45(3.52^3+2.88^3)}{8,5(3.52+3.08)} = -5.52 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{4.45(2.88^3+2.56^3)}{8,5(2.88+2.56)} = -3.87 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -\frac{4.45(4.53^3+2.56^3)}{8,5(4.53+2.56)} = -8.1 \text{ KN.m}$$

• **A l'ELS :**

$$P_s' = 3.19 \text{ KN/m}^2$$

$$M_A = M_G = 0$$

$$M_B = -\frac{2.97(3.2^3+3.2^3)}{8,5(3.2+3.2)} = -3.84 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{2.97(3.2^3+3.52^3)}{8,5(3.2+3.52)} = -4.26 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{2.97(3.52^3+2.88^3)}{8,5(3.52+3.08)} = -3.96 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{2.97(2.88^3+2.56^3)}{8,5(2.88+2.56)} = -2.77 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -\frac{2.97(4.53^3+2.56^3)}{8,5(4.53+2.56)} = -5.8 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments en travées :**

$$M(x) = \frac{P \cdot x}{2}(L - x) + M_W \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_E \cdot \frac{x}{L}$$

$$M_0(x) = \frac{P \cdot x}{2}(L - x)$$

$$M_t^{\max} = M(x_0)$$

$$x_0 = \frac{L}{2} - \left(\frac{M_W - M_E}{L \cdot P}\right)$$

✓ **Travée (AB)**• **A l'ELU :**

$$x_0 = \frac{3.2}{2} - \left(\frac{0 - (-5.36)}{3.2 \cdot 5.95}\right)$$

$$x_0 = 1.32 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{5.95 \cdot 1.32}{2}(3.2 - 1.32) = 7.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB}^{\max} = M(1.63) = \frac{5.95 \cdot 1.32}{2}(3.2 - 1.32) + 0 + (-5.36) \frac{1.32}{3.2}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 5.17 \text{ KN.m}$$

• **A l'ELS :**

$$x_0 = \frac{3.2}{2} - \left(\frac{0 - (-3.84)}{3.2 \cdot 4.3}\right) = 1.32$$

$$x_0 = 1.32 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4.3 \cdot 1.32}{2}(3.2 - 1.32) = 5.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC}^{\max} = \frac{4.3 \cdot 1.32}{2}(3.2 - 1.32) + 0 + (-3.84) \frac{1.32}{3.2}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 3.75 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée (BC) :**• **A l'ELU :**

$$x_0 = 1.97 \text{ m} ;$$

$$M_0(x) = 11.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC}^{\max} = 6.25 \text{ KN.m} ;$$

- **A l'ELS :**

$$x_0 = 1,97 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 8.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC}^{\max} = 4.55 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Travée (CD) :**

- **A l'ELU :**

$$x_0 = 2.22 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 14.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD}^{\max} = 8.66 \text{ KN.m ;}$$

- **A l'ELS :**

$$x_0 = 2.22 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 10.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD}^{\max} = 6.3 \text{ KN.m ;}$$

- ✓ **Travée (DE) :**

- **A l'ELU :**

$$x_0 = 1.88 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 9.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE}^{\max} = 4.96 \text{ KN.m ;}$$

- **A l'ELS :**

$$x_0 = 1.88 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 6.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE}^{\max} = 3.61 \text{ KN.m ;}$$

✓ **Travée (EF) :**• **A l'ELU :**

$$x_0 = 1.38 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 7.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{tEF}^{\max} = 1.78 \text{ KN.m ;}$$

• **A l'ELS :**

$$x_0 = 1.38 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 5.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{tEF}^{\max} = 1.32 \text{ KN.m ;}$$

✓ **Travée (FG) :**• **A l'ELU :**

$$x_0 = 2.56 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 14.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{tFG}^{\max} = 11.48 \text{ KN.m ;}$$

• **A l'ELS :**

$$x_0 = 2.56 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 10.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{tFG}^{\max} = 8.32 \text{ KN.m ;}$$

**Evaluation de l'effort tranchant :**

$$V(x) = V_0(x) + \frac{M_W - M_E}{L}$$

$$V(x) = q * \frac{L}{2} - (q * x) + \frac{M_E - M_W}{L}$$

$$\text{Section d'effort tranchant nul } (x_0 = \frac{L}{2} + \frac{M_W - M_E}{L})$$

- **A l'appui A :**

$$VW = q \cdot \frac{L}{2} + \frac{M_W - M_E}{L}$$

- **A l'appui B :**

$$V_E = -q \cdot \frac{L}{2} + \frac{M_W - M_E}{L}$$

- ✓ **Travée (AB) :**

- **A l'ELU :**

$$V_A = 11.19 \text{ KN ;}$$

$$V_B = -7.84 \text{ KN ;}$$

- ✓ **Travée (BC) :**

- **A l'ELU :**

$$V_B = 12.05 \text{ KN ;}$$

$$V_C = -11.75 \text{ KN ;}$$

- ✓ **Travée (CD) :**

- **l'ELU :**

$$V_C = 12.99 \text{ KN ;}$$

$$V_D = -13.18 \text{ KN ;}$$

- ✓ **Travée (DE) :**

- **A l'ELU :**

$$V_D = 10.25 \text{ KN ;}$$

$$V_E = -11.17 \text{ KN ;}$$

- ✓ **Travée (EF) :**

- **A l'ELU :**

$$V_E = 10.84 \text{ KN ;}$$

$$V_F = -8.20 \text{ KN ;}$$

✓ Travée (FG) :

• A l'ELU :

$$V_F = 11.96 \text{ KN ;}$$

$$V_G = -15.26 \text{ KN ;}$$

Tableau III.3 : Sollicitations des poutrelles du plancher RDC

Types de poutrelles	Etats limites					
	ELU			ELS		
	M <sub>appui</sub> KN. M	M <sub>travée</sub> KN. M	V KN	M <sub>appui</sub> KN. M	M <sub>travée</sub> KN. M	
Type1	M <sub>a</sub> = M <sub>G</sub> = -1.08	M <sub>ab</sub> = 5.17	Travée (ab)	V <sub>a</sub> = 11.19 V <sub>b</sub> = -7.84	M <sub>a</sub> = M <sub>G</sub> = -1.23	M <sub>ab</sub> = 3.75
	M <sub>b</sub> = -5.36	M <sub>bc</sub> = 6.25	Travée (bc)	V <sub>b</sub> = 12.05 V <sub>c</sub> = -11.75	M <sub>b</sub> = -3.84	M <sub>bc</sub> = 4.55
	M <sub>c</sub> = -5.95	M <sub>cd</sub> = 8.66	Travée (cd)	V <sub>c</sub> = 12.99 V <sub>d</sub> = -13.18	M <sub>c</sub> = -4.26	M <sub>cd</sub> = 6.3
	M <sub>d</sub> = -5.52	M <sub>de</sub> = 4.96	Travée (de)	V <sub>d</sub> = 10.25 V <sub>e</sub> = -11.17	M <sub>d</sub> = -3.96	M <sub>de</sub> = 3.61
	M <sub>e</sub> = -3.87	M <sub>ef</sub> = 1.78	Travée (ef)	V <sub>e</sub> = 10.84 V <sub>f</sub> = -8.2	M <sub>e</sub> = -2.77	M <sub>ef</sub> = 1.32
	M <sub>f</sub> = -8.1	M <sub>fg</sub> = 11.48	Travée (fg)	V <sub>f</sub> = 11.96 V <sub>G</sub> = -15.26	M <sub>f</sub> = -5.8	M <sub>fg</sub> = 8.32
	M <sub>appui</sub> <sup>max</sup> = 8.1	M <sub>travée</sub> <sup>max</sup> = 11.48	V <sup>max</sup> = 15.26	M <sub>appui</sub> <sup>max</sup> = 5.8	M <sub>travée</sub> <sup>max</sup> = 8.32	
Type4	M <sub>a</sub> = M <sub>D</sub> = -1.71	M <sub>ab</sub> = 6.38	Travée (ab)	V <sub>a</sub> = 9.21 V <sub>b</sub> = -12.2	M <sub>a</sub> = M <sub>D</sub> = -1.23	M <sub>ab</sub> = 3.81
	M <sub>b</sub> = -5.39	M <sub>bc</sub> = 1.35	Travée (bc)	V <sub>b</sub> = 6.81 V <sub>c</sub> = -12.23	M <sub>b</sub> = -3.86	M <sub>bc</sub> = 1.02
	M <sub>c</sub> = -8.1	M <sub>cd</sub> = 11.48	Travée (cd)	V <sub>c</sub> = 11.96 V <sub>d</sub> = -15.26	M <sub>c</sub> = -5.8	M <sub>cd</sub> = 8.32
	M <sub>appui</sub> <sup>max</sup> = 8.1	M <sub>travée</sub> <sup>max</sup> = 11.48	V <sup>max</sup> = 15.26	M <sub>appui</sub> <sup>max</sup> = 5.8	M <sub>travée</sub> <sup>max</sup> = 8.32	

Le même cheminement a été suivi pour le calcul de poutrelle de type 2.3.4.5, avec la méthode forfaitaire du plancher terrasse inaccessible et accessible + étage courant + RDC. Les tableaux ci-dessous récapitulent les résultats de calcul à l'ELU et l'ELS pour les poutrelles de chaque plancher :

**Remarque :**

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant il faut toujours disposer des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $-0.15M_0$

➤ Plancher étage courant + RDC (d'habitation) :  $G=5.11\text{KN/m}^2$

$Q=1.5\text{KN/m}^2$

Tableau III.3 : Sollicitations des poutrelles du plancher RDC + étage COURANT						
	Etats limites					
	ELU			ELS		
Types de poutrelles	$M_{\text{appui}}$ KN. M	$M_{\text{travée}}$ KN. M	V KN		$M_{\text{appui}}$ KN. M	$M_{\text{travée}}$ KN. M
Type2	$M_a = M_f$ $= -1.97$	$M_{ab} = 10.73$	Travée (ab)	$V_a = 12.49$ $V_b = -13.74$	$M_a = M_f$ $= -1.42$	$M_{ab} = 7.75$
	$M_b = -6.56$	$M_{bc} = 6.55$	Travée (bc)	$V_b = -13.09$ $V_c = -13.09$	$M_b = -4.74$	$M_{bc} = 4.73$
	$M_c = -5.76$	$M_{cd} = 8.9$	Travée (cd)	$V_c = 14.4$ $V_d = -14.4$	$M_c = -4.16$	$M_{cd} = 6.43$
	$M_d = -5.76$	$M_{de} = 5.01$	Travée (de)	$V_d = 11.78$ $V_e = -11.78$	$M_d = -4.16$	$M_{de} = 3.62$
	$M_e = -4.82$	$M_{ef} = 5.73$	Travée (ef)	$V_e = 10.47$ $V_f = -9.52$	$M_e = -3.48$	$M_{ef} = 4.13$
	$M_{\text{appui}}^{\text{max}} =$ 6.56	$M_{\text{travée}}^{\text{max}} =$ 10.73	$V^{\text{max}} =$ 14.4		$M_{\text{appui}}^{\text{max}} =$ 4.74	$M_{\text{travée}}^{\text{max}} =$ 7.75

Type3	$M_a = M_F = -1.14$	$M_{ab} = 5.16$	Travée (ab)	$V_a = 9.52$ $V_b = -10.47$	$M_a = M_f = -0.82$	$M_{ab} = 3.72$
	$M_b = -5.95$	$M_{bc} = 6.85$	Travée (bc)	$V_b = 13.09$ $V_c = -13.09$	$M_b = -4.3$	$M_{bc} = 4.95$
	$M_c = -5.76$	$M_{cd} = 8.9$	Travée (cd)	$V_c = 14.4$ $V_d = -14.4$	$M_c = -4.16$	$M_{cd} = 6.43$
	$M_d = -5.76$	$M_{de} = 5.01$	Travée (de)	$V_d = 11.78$ $V_e = -11.78$	$M_d = -4.16$	$M_{de} = 3.62$
	$M_e = -4.82$	$M_{ef} = 5.73$	Travée (ef)	$V_E = 10.47$ $V_F = -9.52$	$M_e = -3.48$	$M_{ef} = 4.13$
	$M_{appui}^{max} = 5.95$	$M_{travée}^{max} = 8.9$	$V^{max} = 14.4$		$M_{appui}^{max} = 4.3$	$M_{travée}^{max} = 6.43$
Type5	$M_a = M_c = -1.45$	$M_{ab} = 7.40$	Travée (ab)	$V_a = 10.71$ $V_b = -12.32$	$M_a = M_c = -1.04$	$M_{ab} = 5.35$
	$M_b = -5.78$	$M_{bc} = 5.25$	Travée (bc)	$V_b = 10.95$ $V_c = -9.52$	$M_b = -4.18$	$M_{bc} = 3.78$
	$M_{appui}^{max} = 5.78$	$M_{travée}^{max} = 7.40$	$V^{max} = 12.32$		$M_{appui}^{max} = 4.18$	$M_{travée}^{max} = 5.35$
Type6	$M_a = -1.97$	$M_{ab} = 13.2$	Travée (ab)	$V_a = 12.49$ $V_b = 12.49$	$M_a = -1.42$	$M_{ab} = 9.48$
	$M_b = -1.97$				$M_b = -1.42$	
	$M_{appui}^{max} = 1.97$	$M_{travée}^{max} = 13.2$	$V^{max} = 13.2$		$M_{appui}^{max} = 1.42$	$M_{travée}^{max} = 9.48$

➤ Plancher étage terrasse accessible :  $G=5.64\text{KN/m}^2$  ;  $Q=1.5\text{KN/m}^2$

Tableau III.4: Sollicitations des poutrelles du plancher d'étage accessible						
Types de poutrelles	Etats limites					
	ELU			ELS		
	$M_{\text{appui}}$ KN. M	$M_{\text{travée}}$ KN. M	V KN		$M_{\text{appui}}$ KN. M	$M_{\text{travée}}$ KN. M
Type2	$M_a = M_F$ $= -2.12$	$M_{ab} = 11.49$	Travée (ab)	$V_a = 13.46$ $V_b = -14.81$	$M_a = M_f$ $= -1.53$	$M_{ab} = 8.32$
	$M_b$ $= -7.06$	$M_{bc} = 6.99$	Travée (bc)	$V_b = -14.1$ $V_c = -14.1$	$M_b$ $= -5.11$	$M_{bc} = 5.05$
	$M_c = -6.2$	$M_{cd} = 10.28$	Travée (cd)	$V_c = 15.51$ $V_d = -15.51$	$M_c$ $= -4.52$	$M_{cd} = 7.48$
	$M_d = -6.2$	$M_{de} = 5.34$	Travée (de)	$V_d = 12.69$ $V_e = -12.69$	$M_d$ $= -4.52$	$M_{de} = 3.85$
	$M_e =$ $-5.19$	$M_{ef} = 6.12$	Travée (ef)	$V_e = 11.28$ $V_f = -10.26$	$M_e = -3.76$	$M_{ef} = 4.43$
	$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = 7.06$	$M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 11.49$	$V^{\text{max}} = 15.51$		$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = 5.11$	$M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 8.32$
Type3	$M_a = M_F$ $= -1.23$	$M_{ab} = 5.51$	Travée (AB)	$V_a = 10.26$ $V_b = -11.28$	$M_a = M_f =$ $-0.89$	$M_{ab} = 3.99$
	$M_b = -6.41$	$M_{bc} = 7.32$	Travée (BC)	$V_b = 14.1$ $V_c = -14.1$	$M_b = -4.64$	$M_{bc} = 5.28$
	$M_c = -6.2$	$M_{cd} = 10.28$	Travée (CD)	$V_c = 15.51$ $V_d = -15.51$	$M_c = -4.52$	$M_{cd} = 7.48$
	$M_d = -6.2$	$M_{de} = 5.34$	Travée (DE)	$V_d = 12.69$ $V_e = -12.69$	$M_d = -4.52$	$M_{de} = 3.85$
	$M_e = -5.19$	$M_{ef} = 6.12$	Travée (EF)	$V_E = 11.28$ $V_F = -10.26$	$M_e = -3.76$	$M_{ef} = 4.43$
	$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = 6.41$	$M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 10.28$	$V^{\text{max}} = 15.51$		$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = 4.64$	$M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 7.48$

Type5	$M_a = M_c = -1.56$	$M_{ab} = 7.97$	Travée (ab)	$V_a = 11.54$ $V_b = -13.27$	$M_a = M_c = -1.13$	$M_{ab} = 5.77$
	$M_b = -6.23$	$M_{bc} = 5.64$	Travée (bc)	$V_b = 11.79$ $V_c = -10.26$	$M_b = -4.5$	$M_{bc} = 4.09$
	$M_{appui}^{max} = 6.23$	$M_{travée}^{max} = 7.97$	$V^{max} = 13.27$		$M_{appui}^{max} = 4.5$	$M_{travée}^{max} = 5.77$
Type6	$M_a = -2.12$	$M_{ab} = 14.13$	Travée (ab)	$V_a = 13.46$ $V_b = -13.46$	$M_a = -1.53$	$M_{ab} = 10.23$
	$M_b = -2.12$				$M_b = -1.53$	
	$M_{appui}^{max} = 7.06$	$M_{travée}^{max} = 14.13$	$V^{max} = 13.46$		$M_{appui}^{max} = 1.53$	$M_{travée}^{max} = 10.23$

➤ Plancher étage terrasse inaccessible :  $G=5.67\text{KN/m}^2$  ;  $Q=1\text{KN/m}^2$

**Tableau III.5 : Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible**

Type de poutrelle	Etats limites					
	ELU			ELS		
	$M_{appui}$ KN. M	$M_{travée}$ KN. M	V KN	$M_{appui}$ KN. M	$M_{travée}$ KN. M	
Type 5	$M_a = -1.37$	$M_{ab} = 9.11$	Travée (ab)	$V_a = 10.41$ $V_b = 10.41$	$M_a = -0.99$	$M_b = 6.63$
	$M_b = -1.37$				$M_b = -0.99$	
	$M_{appui}^{max} = 1.37$	$M_{travée}^{max} = 9.11$	$V^{max} = 10.41$		$M_{appui}^{max} = 0.99$	$M_{travée}^{max} = 6.63$

**Les sollicitations maximales aux états limitent :**

Le ferrailage des poutrelles se fait de manière à résister aux sollicitations statiques extrêmes. Ces dernières (sollicitations max) sont récapitulées dans le tableau suivant :

Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.

Étage	Type de poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		$M_{MAX}^{Appui}$ (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	$V_{MAX}$ (KN)	$M_{MAX}^{Appui}$ (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)
		Rive	Interne			Rive	Interne	
<b>RDC</b>	01	-1.08	-8.1	11.48	15.26	-1.23	-5.8	8.32
	02	-1.97	-6.56	10.73	14.4	-1.42	-4.74	7.75
	03	-1.14	-5.95	8.9	14.4	-0.82	-4.3	6.43
	04	-1.08	-8.1	11.48	15.26	-1.23	-5.8	8.32
	05	-1.45	-5.78	7.40	12.32	-1.04	-4.18	5.35
	06	-1.97	-1.97	13.12	12.49	-1.42	-1.42	9.48
<b>étage courant</b>	02	-1.97	-6.65	10.73	14.4	-1.42	-4.74	7.75
	03	-1.14	-5.95	8.9	14.4	-1.37	4.57	7.56
	05	-1.45	-5.78	7.40	12.32	-1.04	-4.18	5.35
	06	-1.97	-1.97	13.12	12.49	-1.42	-1.42	9.48
<b>Terrasse accessible</b>	02	-2.12	-7.06	11.49	-15.51	-1.53	-5.11	8.32
	03	-1.23	6.41	10.28	15.51	-0.89	-4.64	7.48
	05	-1.56	-6.23	7.97	13.27	-1.13	-4.51	5.77
	<b>06</b>	-2.12	-2.12	14.13	13.46	-1.53	-1.53	10.23
<b>Terrasse inaccessible</b>	05	-1.37	-1.37	9.11	10.41	-0.99	-0.99	6.63

**III.2.1.5.2.Ferraillage des poutrelles :**

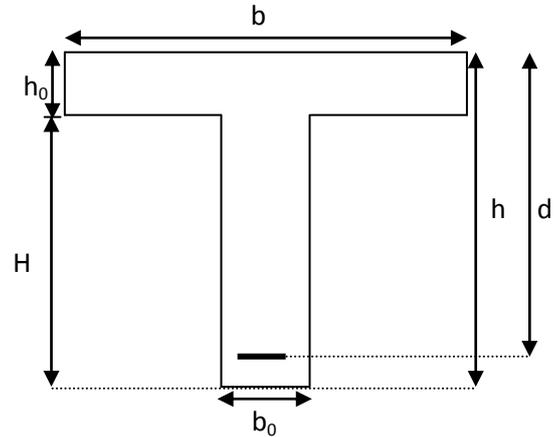
**III.2.1.5.2.1 Poutrelles du plancher du étage crante :**

**1. Les sollicitations maximales :**

$$M_{t_{max}} = 13.12 \text{ KN.m} / M_{a_{inter}}^{max} = 6.56 \text{ KN.m} / M_{a_{rive}} = -1.97 \text{ KN.m} / V_{MAX} = 14.40 \text{ KN}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

- $b = 65 \text{ cm}$
- $h_0 = 4 \text{ cm}$
- $h = 20 \text{ cm}$
- $H = 16 \text{ cm}$
- $b_0 = 10 \text{ cm}$
- $d = 18 \text{ cm}$



**1. Ferraillage longitudinal :**

**Calcul à l'ELU :**

**a) En travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - \frac{0,04}{2}) \Rightarrow M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 13.12 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire  $b_0 \times h$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.12 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,044$$

$$\mu_1 = 0,8 \times \alpha_1 (1 - 0,4\alpha_1) ;$$

$$\alpha_1 = \frac{Y_1}{d} = \frac{3,5}{3,5 + 1000\epsilon_1} ; \epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} ;$$

$$\Rightarrow \mu_l = 0,392 .$$

$$\mu_{bu} = 0,064 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »} \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,056 ;$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,18(1 - 0,4 \times 0,056) = 0,176 \text{ m} ;$$

$$A^{travée} = \frac{M_{\max}^{travée}}{z \times f_{st}}$$

$$A^{travée} = \frac{13,12 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 2,14 \text{cm}^2$$

### Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{cm}^2$$

$$A_s = 2,14 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée.}$$

$$\text{Soit : } A_s = 3HA10 = 2,36 \text{cm}^2$$

### b) Aux appuis :

#### 1. Appuis de rive :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $b_0 \times h$

$$M_{rive}^{a \max} = -1,97 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,97 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,042$$

$$\mu_{bu} = 0,0684 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »} \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st}=10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,042}}{0,8} = 0,054$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,18(1 - 0,4 \times 0,05) = 0,176 \text{ m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_{a \max}^{Rive}}{z \times f_{st}}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{1,97 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 0,321 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{Min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0,321 \text{ cm}^2 > A_{Min} = 0,261 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée.

Soit :  $A_s = 1HA8 = 0,5 \text{ cm}^2$

## 2. Appuis intermédiaire :

$$M_{Interne}^a = 6,56 \text{ KN.m}$$

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire  $b_0 \times h$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,56 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,142 ;$$

$\mu_{bu} = 0,228 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  Le diagramme passe par le pivot « A »  $\Rightarrow A' = 0$

$$\xi_{st}=10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} ;$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,142}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,193 ;$$

$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,18(1 - 0,4 \times 0,193) = 0,166 \text{ m} ;$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{6.56 \times 10^{-3}}{0,166 \times 348} = 1.13 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée.

Soit :  $A_s = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

**2. Ferrailage transversale :**

**1. vérification de la contrainte de cisaillement :**

La fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \tau_u^- = \min\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\delta_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{14.40 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.8 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.8 \leq \tau_u^- = 3.33 \text{ MPa}.$$

Pas de risque de cisaillement.

✓ Armatures transversales :

$$\Phi t \leq \min(\Phi l_{\min}; h/35; b/10)$$

$$\Phi t \leq \min(8; 20/35; 10/10) = 0.57 \text{ cm}$$

Soit :  $\Phi t = 6 \text{ mm}$ .

On choisit un étrier  $\Phi t \Rightarrow A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$ .

✓ Espacement :

$$St \leq \min \begin{cases} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = 38.63 \text{ cm} \end{cases}$$

$\alpha = 90^\circ$  flexion simple, armatures droites

Avec  $K = 1$  (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Soit :  $St = 15 \text{ cm}$

**2. vérifications diverse :**

a) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

a.1) Vérification de la bielle :

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_c$

$a \leq 0.9 \cdot d = 0.162 \text{ m}$  soit :  $a = 0.15 \text{ m}$

$\Rightarrow V_u = 14.4 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.15 \times 0.1 \times 25000 = 100.125 \text{ KN}$  **vérifiée.**

**3. Vérification des armatures longitudinales :**

➤ **Appuis de rives :**

$$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 14.4 \times 10^{-3}}{400} = 0.41 \text{ cm}$$

Avec  $AL = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$AL = 2.36 + 0.5 = 2.86 \text{ cm}^2$  **condition vérifiée.**

• **Appuis intermédiaires :**

$$A_1 \geq \frac{1.15}{f_e} \left[ V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right]$$

$$AL \geq \left( 14.4 - \frac{6.56}{0.9 \times 0.18} \right) \frac{1.15}{400} \times 10 = -0.75 \text{ cm}^2$$

Avec  $AL = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$AL = 2.36 + 1.57 = 3.93 \text{ cm}^2$  **condition vérifiée.**

**III.2.1.6. Vérification de poutrelles a l'ELS :**

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton
- Etat limite d'ouvertures des fissures
- Etat limite de déformation

**III.2.1.6.1. Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

**III.2.1.6.2. Etat limite de compression du béton :****1. Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Mt max = 9.48 KN.m ; Ma = 4.74 KN.m

**a.) en travée :**

- Position de l'axe neutre (y) :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A_s(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36(18 - 4) = 24.4 \text{ cm}^3$$

$H > 0$  (alors l'axe neutre passe par la table de compression)  $\Rightarrow$  calcule comme une section rectangulaire b x h.

**Calcul de y :**  $\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15A_s d$

$$32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) :  $y = 3.92 \text{ cm}$

**Calcul de I :**

$$\frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = 8323.04 \text{ cm}^4$$

- Contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{9.48 \times 10^{-3} \times 0.0392}{8323.04 \times 10^{-8}} = 4.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.38 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b.) aux appuis :**

$H = -2.5 \text{ m} \leq 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la nervure, section en T

$$\Rightarrow y = 3.32 \text{ cm.}$$

$$I = 5873.72 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.68 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**III.2.1.6.3. Etat limite de déformation :**

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 * M_0} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{A}{b_0 * d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots 3 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Pour notre cas on a : } h=20 \text{ cm, } l=4.40\text{m} \\ \frac{h}{l} = 0.045 \leq \frac{1}{16} \Rightarrow \text{La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit faire} \end{array}$$

le calcul de la flèche qui est conduit selon la méthode exposée à l'article.

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Avec :

- fgv et fgi : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).
- fji : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- fpi : la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

Dont :

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} \quad f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fpi}}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}$$

Les propriétés de la section : A = 2.36 cm<sup>2</sup> ; y = 3.92 cm; I = 8323,04 cm<sup>4</sup>.

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{2.36 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.18} = 0.0131$$

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

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')} = 6.75 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 - (b - b_0) \left( \frac{y_G - h_0}{3} \right)^3 + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2 + b_0 \left( \frac{h - y_G}{3} \right)^3]$$

$$\Rightarrow I_0 = 126897.37 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} \times \frac{1}{\rho} = 3.25 : \text{ Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} \times \frac{1}{\rho} = 0.4 \lambda_i = 1.30 : \text{ Déformation différée.}$$

$q_{jser} = 0.65 \times G$  La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$  La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$  La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.11 = 3.32 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.11 + 1.5) = 4.3 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 8.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 4.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 10.40 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4\sigma_s \rho + f_{t28}} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A \times (d - y/2)}$$

$$\begin{cases} M_j = 4.08 \text{ KN.m} \\ M_g = 8.04 \text{ KN.m} \\ M_p = 9.48 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{sj} = 113.76 \text{ MPa} \\ \sigma_{sg} = 203.97 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = 263.84 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_j = 0.54 \\ \mu_g = 0.71 \\ \mu_p = 0.77 \end{cases}$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$\bullet \quad I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 114950.1}{1 + 2.27 \times 0.52} = 50371.8 \text{ cm}^4$$

$$\bullet \quad I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 114950.1}{1 + 2.27 \times 0.65} = 42055.35 \text{ cm}^4$$

$$\bullet \quad I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 114950.1}{1 + 2.27 \times 0.82} = 39845.45 \text{ cm}^4$$

$$\bullet \quad I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv} = \frac{1.1 \times 114950.1}{1 + 0.91 \times 0.65} = 72413.05 \text{ cm}^4$$

- Calcul des flèches:

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{7.32 \times 4.2^2}{10 \times 32164.2 \times 48540.03} \times 10^7 = 0.074 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{4.08 \times 4.2^2}{10 \times 32164.2 \times 57037.99} \times 10^7 = 0.16 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{4.08 \times 4.2^2}{10 \times 10721.4 \times 84987.11} \times 10^7 = 0.26 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{12.74 \times 4.4^2}{10 \times 32164.2 \times 46213.15} \times 10^7 = 0.22 \text{ cm}$$

La flèche totale  $\Delta f$  :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.26 + 0.22 - 0.16 - 0.074 = 0.24 \text{ cm} < f_{adm} = 0.88 \text{ cm}$$

- Valeur limite de la flèche :

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$\frac{l}{500}$  si la portée  $l \leq 5$  m.

Sinon à :  $0.005 + \frac{l}{500}$

Dans notre cas on a :  $l = 4.4$  m  $\Rightarrow f_{adm} = \frac{440}{500} = 0.88$  cm.

$\Delta f = 0.24$  cm.  $\Rightarrow \Delta f \leq f_{adm} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée.

#### III.2.1.6.4. Poutrelles du plancher de l'étage courant :

Tableau III.6. Evaluation de la flèche dans le plancher de l'étage courant :

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
4.4	2.36	4.48	8.04	10.4	8323.04	126897.37
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
3.92	50371.98	42055.35	39845.45	72413.05	<b>0.24</b>	<b>0,88</b>

#### III.2.1.6.5. Poutrelles du plancher de la Terrasse accessible:

Tableau III.7. Evaluation de la flèche dans le plancher de la terrasse accessible :

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
4.4	2.36	4.48	8.87	11.23	8323.04	126897.37
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
3.92	50371.98	41131.62	39297.7	71310.05	<b>0.268</b>	<b>0,88</b>

### III.2.1.6.7. Poutrelles du plancher de la Terrasse inaccessible:

**Tableau III.8. Evaluation de la flèche dans le plancher de de la terrasse inaccessible :**

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
3.5	2.07	2.84	5.64	6.64	7446.9	129026.32
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgy</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
3.70	59572.51	43192.64	41041.12	74138.29	<b>0.15</b>	<b>0,7</b>

### III .2.1.7. Ferrailage des poutrelles :

Les résultats de ferrailage des poutrelles sont résumé dans le tableau III.7

**Tableau.III.9. Tableau du ferrailage des poutrelles**

		M (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopte (cm <sup>2</sup> )
RDC	Travée	13.12	0.044	0.056	17.59	2.14	1.41	3 T10=2.36
	Appui intermédiaire	8.1	0.176	0.243	16.24	1.43	0.217	2 T10=1.57
	Appui de rive	1.97	0.043	0.054	17.6	0.32	0.217	1 T10=0.79
1,2 ...,7ème Etage	Travée	13.12	0.043	0.056	17.59	1.71	2.14	3T10 =2.36
	Appui intermédiaire	6.56	0.142	0.193	16.6	1.10	1.13	2T10 =1.57
	Appui de rive	1.97	0.043	0.055	17.6	0.312	0.32	1 T10=0.79

8ème étage (Terrasse accessible)	Travée	14.13	0.047	0.060	17.5	2.06	2.31	3T10=2.36
	Appui intermédiaire	7.06	0.0236	0.030	17.78	1.36	1.14	2T10=1.57
	Appui de rive	2.12	0.007	0.009	17.93	0.38	0.34	1 T10=0.79
(terrasse inaccessible)	Travée	9.11	0.030	0.039	17.72	2.04	1.48	2T10+1T8=2.07
	Appui intermédiaire	1.34	0.029	0.037	17.73	0.245	0.217	1T10=0.79
	Appui de rive	1.34	0.029	0.037	17.73	0.250	0.217	1 T10=0.79

### III.2. Etude de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

D'après le même article cité ci-dessus les sections des armatures sont calculées comme suit :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où on opte : un treillis soudé TS  $\Phi 5$  150×150

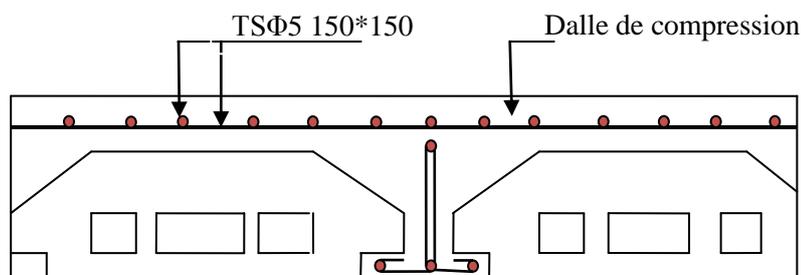
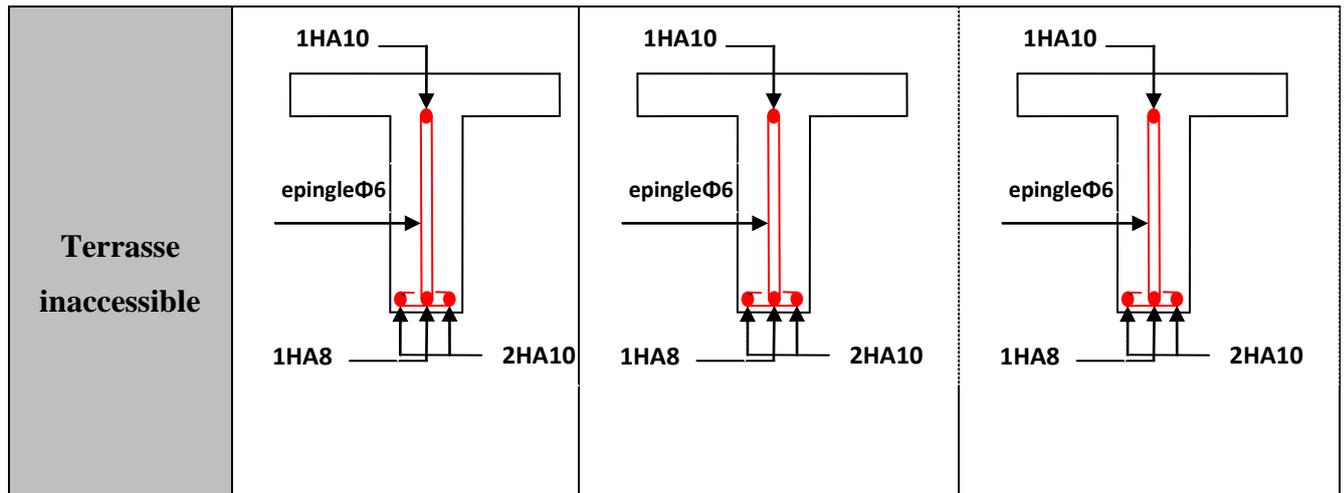


Fig.III.6.Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Les schémas de ferrailage sont groupés dans le tableau suivant

**Tableau.III.10.Ferrailage de différents types de poutrelles**

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
RDC			
Etage 1 à 7			
Etage 8 (Terrasse accessible)			



### III.3. Plancher à dalle pleine :

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis. Le rapport des deux dimensions de la plaque ( $\frac{l_x}{l_y}$ ), appelé aussi  $\rho$ , est nécessaire pour l'étude de dalles pleines.

$l_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$l_y$  : la plus grande dimension du panneau.

Si :  $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant  $l_x$ ).

Si :  $\rho \geq 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille suivant les deux sens.

#### . Dalles pleines :

##### III.3.1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

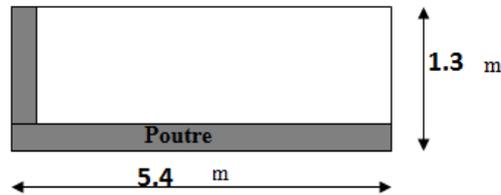
Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 14 cm et qu'ils sont définis en deux type :

1. Dalle sur deux appuis.
2. Dalle sur trois appuis.

On appelle :

$l_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$l_y$  : la plus grande dimension du panneau.

**A).1<sup>er</sup> Type: dalle sur deux appuis.**On a :  $L_x = 1.30\text{m}$ . $L_y = 5.4\text{ m}$ .**Figure.III.7 : dalle sur deux appuis**

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.3}{5.4} = 0.24 < 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens. (Sens x) comme console.

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

Soit :

$$G = 5.02 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 1 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q)$$

$$P_u = (1.35 \times 5.02 + 1.5 \times 3.5) = 12.027 \text{ KN/m}$$

$$M_u = [(12.027 \times 1.30^2) / 2] + 1.35 \times 1 \times 1.50 = 12.19 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (12.19 \times 1.30) + 1 \times 1.35 = 17.19 \text{ KN}$$

Le calcul se fait à la flexion simple :

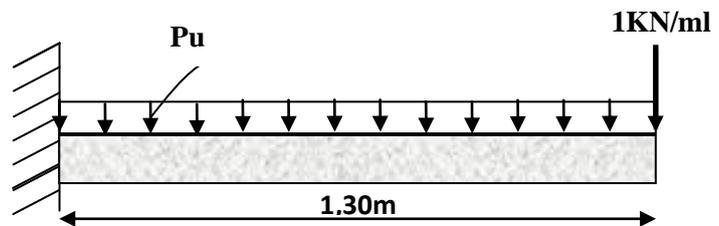
$$\mu_{bu} = \frac{12.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126^2 \times 14.2} = 0.054, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.411 ; Z = 10.5 \text{ cm}$$

$$A_s = (12.19 \times 10^{-3}) / (10.5 \times 348) = 3.33 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{min} = \rho_0 * b * e = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{min} < A_s$$

Donc on adopte  $A_t = 3.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .On choisit  $4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .**Fig.III.8. schéma statique de la dalle (type1).**

✓ **Les armatures de répartition :**

$$A_y = (A_t / 3) = (4,52 / 3) = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On choisit 3HA8/ml = 1,51 cm<sup>2</sup>/ml.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.11. Résultats de ferrailage du 1<sup>er</sup> type de dalle :**

$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
14.74	0.054	0.411	0.105	3.33	1.12	4HA12/ml = 4,52

✓ **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min (2,5h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (2,5 \times 14, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On a choisi 4HT12, soit  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$  donc c'est vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17,19 \times 10^{-3}}{1 \times 0,126} = 0,136 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ Mpa}.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**A P'ELS:**

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (5,02 + 3,5) = 8,52 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(8,52 \times 1,30^2) / 2] + 1 \times 1,50 = 9,22 \text{ KN. m}$$

✓ **Vérification de  $\sigma_{bc}$ :**

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 4,52) y - (15 \times 4,52 \times 12,6) = 0$$

$$50y^2 + 67,8y - 854,28 = 0$$

$$y = 3,51 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 3,51^3 + 15 \times 4,52 (12,6 - 3,51)^2$$

$$I = 7043,64 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$\sigma_{bc} = (9.22 \times 10^{-3} \times 0.0351) / (7043.64 \times 10^{-8}) = 4.6 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  pas de risque de fissuration du béton .

✓ **Vérification de  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = 15 \times [ M_{ser} \times (d_x - y) ] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 9.22 \times 10^{-3} \times (0.126 - 0.0351)] / 7043.64 \times 10^{-8} = 178.5 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration}$$

nuisible

Avec :  $\eta = 1.6$

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**La flèche :**

$$\frac{h}{l} = 0.107 > \max \left( \frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right) = 0.05 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.00358 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Ferraillage :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4 \text{HA}12 = 4.51 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \\ A_{st}^y = 3 \text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ **Schéma de ferraillage :**

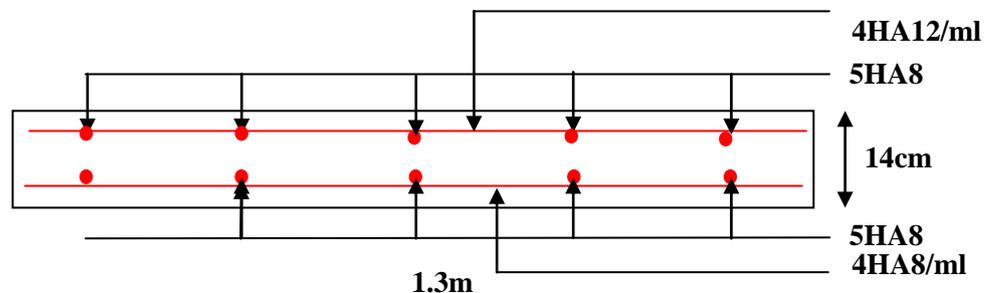


Fig. III.9. Schéma de ferraillage de la dalle pleine type N° 1.

**B).2<sup>ème</sup> Type (Balcon) :**❖ **Evaluation des charges :**

$$L_x = 1.20 \text{ m.}$$

$$L_y = 1.45 \text{ m.}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$G = 5.02 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) = 12.02 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

A P'ELU :

❖ **Evaluation des moments :**

$$l_x = 1.2 > \frac{l_y}{2} = 0.72$$

$$M_{0x} = \frac{q l_y^3}{24} = \frac{12.02 \times (1.45^2)}{24} = 1.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \frac{q l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q l_y^3}{48} = \frac{12.02 \times (1.45^2)}{8} \left( 1.2 - \frac{1.45}{2} \right) + \frac{12.02 \times (1.45^3)}{48} = 2.26 \text{ KN.m}$$

**Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 1.53 = 1.30 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 2.26 = 1.92 \text{ KN.m}$$

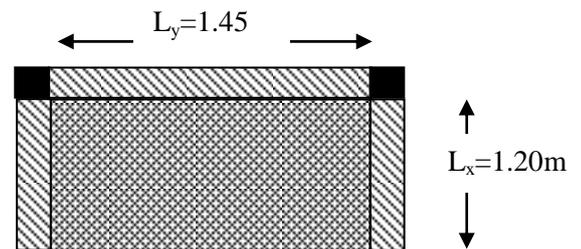
**Moments aux appuis**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 1.53 = -0.76 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage est mené à la flexion simple pour une bande de largeur  $b=1\text{m}$  et d'épaisseur

$$e=14\text{cm.}$$



**Fig. III.10. Dalle sur trois appuis**

✓ En travée :

Tab III.12: résultats de ferrailages du 1<sup>er</sup> type de dalle en travée

Sens	$M_t(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
x-x	1.30	0.006	0.0072	12.56	0.297	4HA8 =2.01
y-y	1.92	0.0085	0.010	12.55	0.439	4HA8 =2.01

Sens x-x :

$$\{A_{min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow 0.0008 \times 100 \times 14 = A_{min} = 1.12cm^2 / ml$$

$A_{min} = 1.12cm^2 / ml > A_s$  ..... Condition non vérifiée.

On ferraille avec  $A_{min} = 1.12cm^2/ml$ .

Soit : 4HA8=2.01cm<sup>2</sup>/ml.

Sens y-y :

$$A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) be = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.0008) 100 * 14 = 1.68cm^2/ml$$

$A_{min} = 1.68 cm^2 / ml > A_s$  ..... Condition non vérifiée

On ferraille avec  $A_{min} = 1.68 cm^2/ml$ .

Soit : 4HA8=2.01cm<sup>2</sup>/ml.

✓ En appui :

Tab III.13: résultats de ferrailages du 1<sup>er</sup> type de dalle aux appuis

sens	$M^a$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
x-x et y-y	0.765	0.0034	0.0042	12.58	0.175	4HA8 = 2.01

$$A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) be = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.0008) 100 * 14 = 1.68cm^2/ml$$

$A_{min} = 1.68 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s$  ..... Condition non vérifiée.

On ferraille avec  $A_{min} = 1.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Soit :  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

❖ **Vérifications :**

**A l'ELU :**

➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 4.91 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = 0.039$$

$$\bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ux} = \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Les espacements :**

Parallèle à  $l_x$  et  $l_y$  :  $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm})$ .

$$S_t \leq \min(2 \times 14, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}.$$

**A l'ELS :**

$$p_s = G + Q = 5.02 + 3.5 = 8.52 \text{ KN/m}$$

$$l_x = 1.2 > \frac{l_y}{2} = 0.72$$

$$M_{0x} = \frac{q l_y^3}{24} = \frac{8.52 \times (1.45^3)}{24} = 1.082 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \frac{q l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q l_y^3}{48} = \frac{8.52 \times (1.45^2)}{8} \left( 1.2 - \frac{1.45}{2} \right) + \frac{8.52 \times (1.45^3)}{48} = 1.60 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des moments réels :

- En travées :

$$M_x^t = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 1.082 = 0.92 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 1.60 = 1.36 \text{ KN.m}$$

- En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 1.082 = -0.54 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}, \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$A' = 0, \quad \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0, \quad I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Tab III.14: vérification de contrainte dans le béton

Sens	M <sub>ser</sub>	A(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	observation
XX	0.92	2.01	2.47	3596.21	0.63	15	vérifié
YY	1.36	2.01	2.47	3596.21	0.93	15	vérifié

❖ Vérification des contraintes dans les aciers :

- ✓ Selon x :

$$\sigma_{st} = 15 \times [ M_{ser}^x \times (d_x - y) ] / I = 38.87 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots \text{Fissuration}$$

nuisible

Avec : η=1.6

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{c.vérifiée}$$

- Selon y :

$$\sigma_{st} = 15 \times [ M_{ser}^y \times (d_x - y) ] / I = 57.47 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \text{ ..Fissuration nuisible}$$

Avec :  $\eta=1.6$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de déformation :**

✓ **Sens x-x :**

$$\frac{e}{Lx} \geq \max\left[\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20Mo}\right]$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{Fe} \text{ avec : } b=1\text{m}$$

$$\frac{14}{120} = 0.116 \geq \max[0.0375; 0.042] = 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_s = 2.01 \times 10^{-} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.126}{400} = 0.00063 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Ferraillage:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ A_{st}^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ A_{sa}^x = A_{sa}^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ St=25\text{cm.} \end{array} \right.$$

❖ **Schéma de ferraillage :**

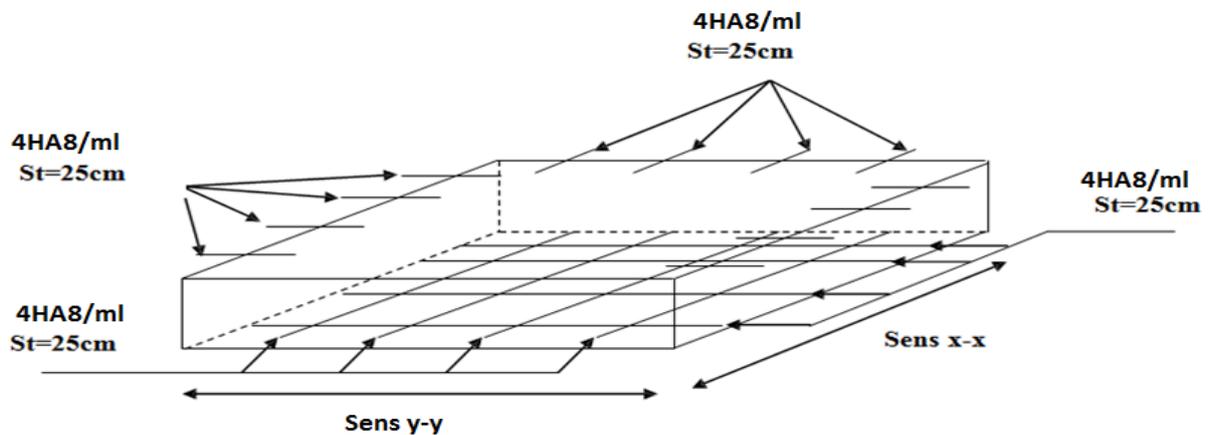
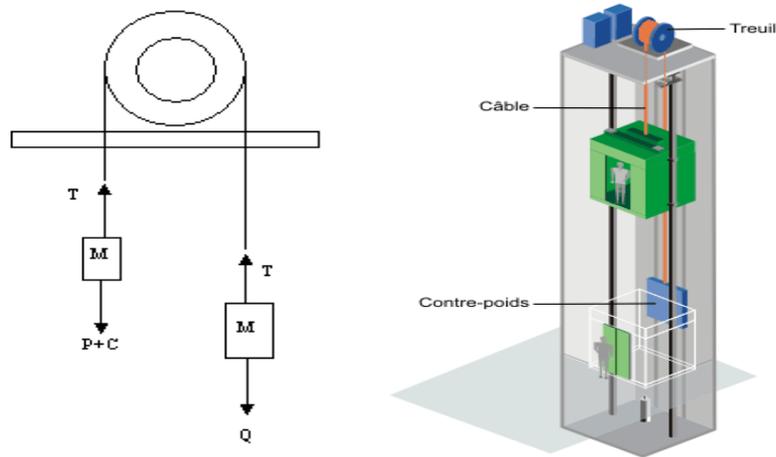


Fig. III.11. Schéma de ferraillage de la dalle sur trois appuis.

### III.4. L'ascenseur :

#### III.4.1. Définition:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.



**Fig.III.12.Schéma statique et concept d'ascenseur.**

L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $B_s=1,60$  m
- $T_s=1.70$  m
- $H_k=2,20$  m
- $P_M=1500$  daN
- $D_M=4300$  daN
- $F_c=5000$  daN
- $v = 0,63$  m/s

Avec :  $B_s$ ,  $T_s$ ,  $H_k$  sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

$F_c$  : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

$P_M$  : Charge due à la dalle des machines.

$D_M$  : charge due à l'ascenseur.

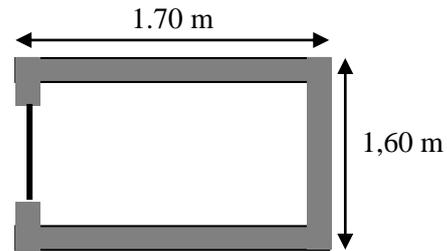
Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg

$$P = P_M + D_M + 500 = 1500 + 4300 + 500 = 6300 \text{ daN}$$

**III.4.2. Etude de la dalle pleine du local machinerie :**

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a :

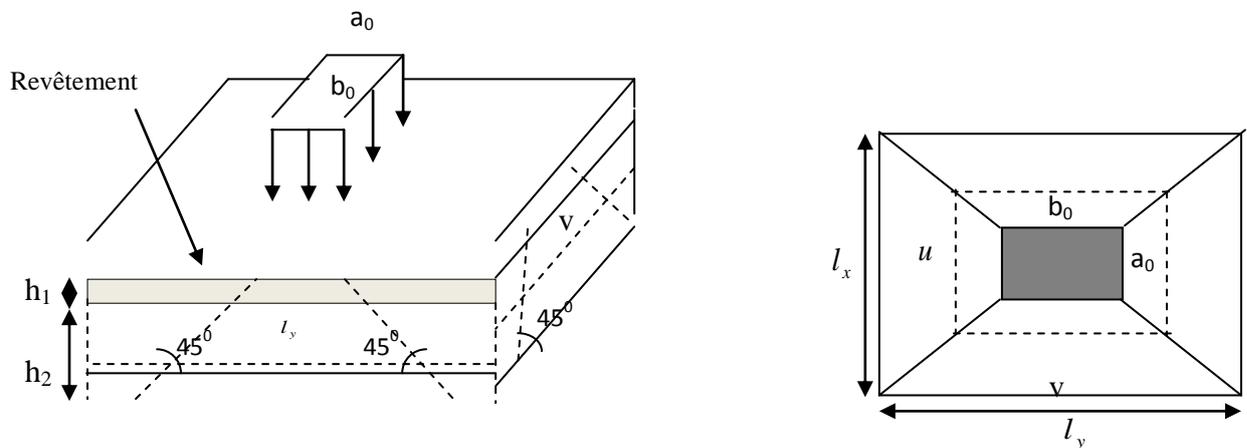
$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$



**Fig. III.13. Cage d'ascenseur.**

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de **h=15 cm**.

On doit calculer la surface d'impact  $U \times V$



**Fig. III.14. Schéma représentant la surface d'impact.**

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // à } l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions // à } l_y \end{cases}$$

Avec :  $a_0 \times b_0$  surface de charge =  $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

$h_1$  : Espacement du revêtement (4cm)

$\varepsilon$ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé  $\varepsilon=1$ )

$$\begin{cases} U = 114 \text{ cm} \\ V = 114 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} l_x = 160 \text{ cm} \\ l_y = 170 \text{ cm} \end{cases}$$

### III.4.2.1. Evaluation des moments sous charge concentrée :

#### a) $M_{x1}$ et $M_{y1}$ du système :

$M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec :  $\nu$  est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

$M_1$  et  $M_2$  : données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXE III]

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,94 \quad \frac{U}{l_x} = 0,71 \quad \frac{V}{l_y} = 0,67$$

D'où :  $M_1 = 0,064$

$M_2 = 0,064$

$q_u = 1,35 \times P \rightarrow q_u = 85,05 \text{ KN}$  (avec  $P = 63 \text{ KN}$ )

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u \rightarrow M_{x1} = 5,44 \text{ KN.m / ml.} \\ M_{y1} = M_2 \times q_u \rightarrow M_{y1} = 5,44 \text{ KN.m / ml.} \end{cases}$$

#### b) $M_{x2}$ et $M_{y2}$ du système :

$M_{x2}$ ,  $M_{y2}$  sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho=0.94>0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,8661 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{Annexe II}]$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G_2 = 4.63 \text{ KN/m}^2 .$$

$$Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2 .$$

$$\Rightarrow q_u = 1,35 \times 4.63 + 1,5 \times 1 = 7.75 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0419 \times 7.75 \times (1.6)^2 = 0.83 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.8661 \times 0.83 = 0.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.44 + 0.83 = 6.27 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.44 + 0.72 = 6.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### III.4.2.2.Ferraillage :

Le ferraillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de  $h=15\text{cm}$  ( $d_x=13\text{cm}$  ;  $d_y=11.8\text{cm}$ )

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 5.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 5.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0.4 \times M_x = -2.13 \text{ KN.}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -2.13 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.15.Ferraillage de la dalle pleine du local machinerie :**

Sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sup>t</sup> calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>t</sup> adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>a</sup> calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>a</sup> adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)
X-X	5.33	2.13	1.26	4HA8=2.01	0.47	4A8=2,01
Y-Y	5.24	2.13	1.17	4HA8=2,01	0.47	4A8=2,01

**Vérifications :**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_{\min}^x = 1,24 \text{ cm}^2 \leq A_s = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.94 > 0.4$$

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

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \leq A_s$$

✓ **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q<sub>u</sub> : La charge de calcul à l'état ultime

U<sub>c</sub> : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (114 + 114) = 456 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} Q_u &= 84,78 \text{ KN} \\ \frac{0,045 \times 4,56 \times 0,19 \times 25 \times 10^3}{1,5} &= 649,8 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu),  $U=V$

$$T^u = T^v = \frac{q_u}{3 \times u} = 2,27 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{2,27 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,0168 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} = 0,125 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Calcul à l'ELS :**

**Moment engendré par le système de levage :**

$$Q_{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 4,83 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 4,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moment dû au poids propre de la dalle :**

$$q_{ser} = 4,63 + 1 = 5,63 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0,0419 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0,8661 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,52$$

➤ **La Superposition des Moments:**

$$M_x = 5,43 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 5,35 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$M_{tx} = 4.61 \text{ KN.m} \quad M_{ax} = -2.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 4.55 \text{ KN.m} \quad M_{ay} = -2.17 \text{ KN.m}$$

On vérifie  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

(On prend  $M_t = 4.61 \text{ KN.m}$ )

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 \rightarrow y = 2.26 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15A_s (d - y)^2 = 4193.85 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2.48 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

✓ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$F.N \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 185.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

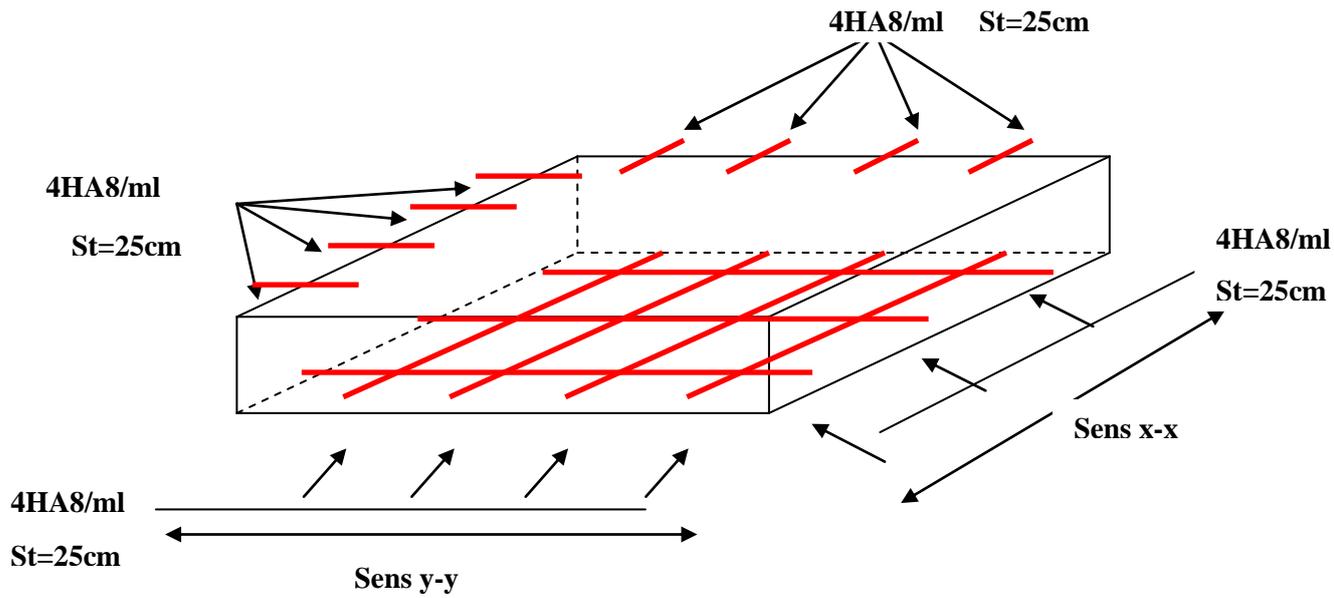
✓ **La flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{15}{150} = 0.10 > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right] = \max\left[\frac{3}{80}; \frac{4.61}{20 \times 5.43}\right] = 0.0375 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13.5} = 0.0014 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Schéma de ferrailage :**

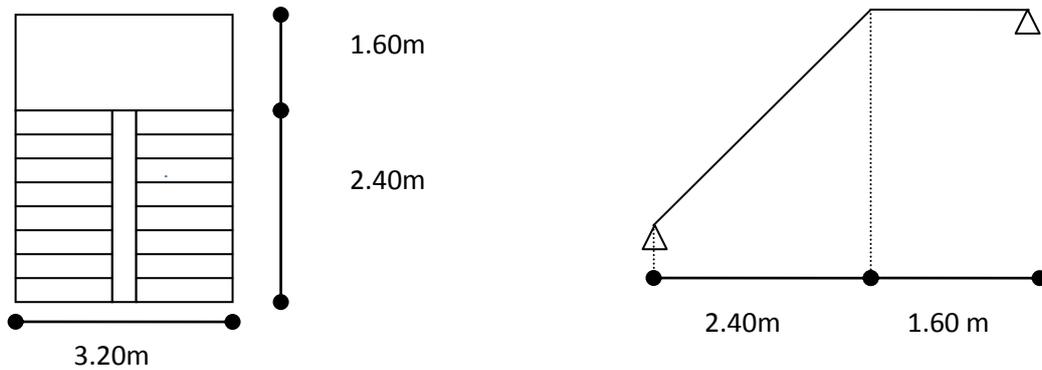


**Fig. III.15. Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.**

**III.5. Etude des escaliers :**

**III.5.1. Types 1 :** On a l'escalier du RDC et d'étages courants sont presque identiques, alors on se contente d'étudier le plus défavorable qui est celui du RDC.

**III.5.1.1. Etude de la deuxième et la troisième volée :**



**Fig. III.15. Schéma statique de la 2ème et 3ème volée**

Ce type se calcule comme suit

✓ **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

$$\begin{cases} G=7.74 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.5 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

✓ **La charge permanente sur le palier d'escalier :**

$$\begin{cases} G=5.27 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

**Calcul à l'ELU:**

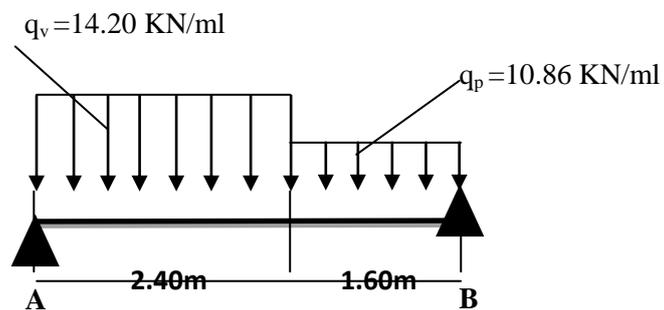
• **La charge qui revient sur la volée :**

$$q_v = 1,35G_v + 1,5q_v = 1,35*7,74 + 1,5 * 2,5 = 14.20 \text{ KN/ml}$$

• **La charge qui revient sur le palier :**

$$q_p = 1,35G_p + 1,5q_p = 1,35*5.27 + 1,5 * 2,5 = 10.86 \text{ KN/ml}$$

• **Schema statique:**



✓ **Calcul des sollicitations :**

✓ **Calcul des réactions:**

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 27.33 \text{ KN.}$$

$$R_B = 24.12 \text{ KN.}$$

✓ **Calcul des moments :**

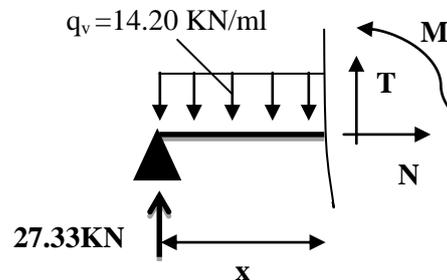
✓ **1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 2.40 \text{ m}$**

$$M = 27.33 x - 7.1 x^2$$

$$T = 14.2 x - 27.33$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m}. \\ T=-27.33 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=2.40 \rightarrow \begin{cases} M=24.7 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=6.75 \text{ KN} \end{cases}$$



✓ 2<sup>ème</sup> tronçon : 0 m < x < 1.60 m

$$M = 24.12 x - 5.43 x^2$$

$$T = 10.86x - 24.12$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=24.12 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.6 \rightarrow \begin{cases} M=24.7 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=6.75 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ Calcul  $M^{\max}$  :

$$M^{\max} = M(x)$$

✓ Calcul de

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1.92$$

Donc  $M^{\max} = 26.17 \text{ KN} \cdot \text{m}$ .

✓ Calcul des moments réels :

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 26.17 = -13.08 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

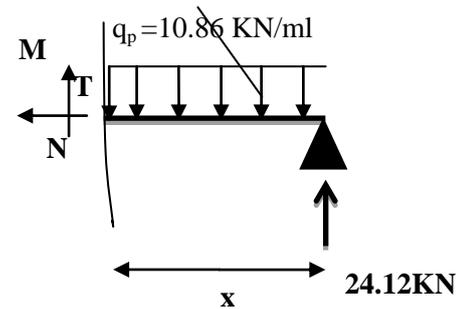
$$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 26.17 = 22.24 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

✓ Ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.16. Tableau de ferrailage des parties 2 et 3 de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis :**

En travée							
Mu (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
22.24	0.086	0.107	0.129	4.30	1.63	<b>6HA12=6.79</b>	20
En appui							
13.08	0.050	0.063	0.131	2.48	1.63	<b>4HA12=4.52</b>	33



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

$$T = 27.33 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{27.33 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.135} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau} > \tau \Rightarrow \text{pas d'armatures transversales}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit :  $A_r = 4HA8 = 2.01 / \text{ml}$  et  $St = 33 \text{ cm}$ .

✓ **Vérification des espacements :**

– Armatures principales :  $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

– Armatures secondaires :  $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

➤ **Calcul à l'ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible et  $A'$  est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**La charge qui revient sur la volée et sur le palier :**

$$q_v = G_v + Q_v = 7.74 + 2.5 = 10.24 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.27 + 2.5 = 7.77 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.17. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :**

$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	X (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>En travée</b>									
19.69	17.32	1.92	18.93	16.09	4.32	11270.53	<b>7.3</b>	15	vérifiée
<b>En appui</b>									
19.69	17.32	1.92	18.93	13.25	3.65	8199.03	<b>5.9</b>	15	vérifiée

✓ **Etat de déformation :**

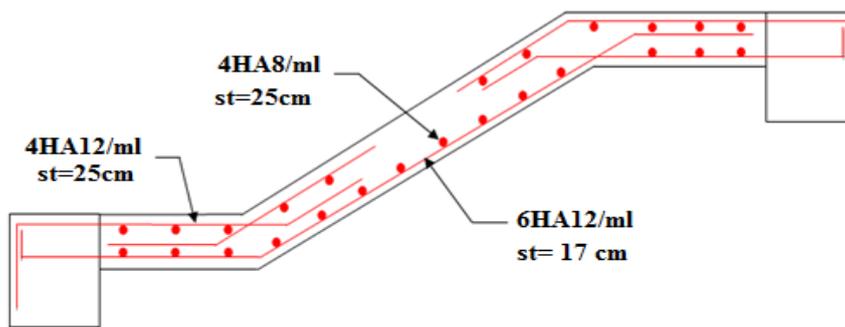
$$\frac{h_t}{l} = \frac{15}{400} = 0.037 < \frac{1}{16} = 0.0625.$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

**Tableau III.18. Evaluation de la flèche dans les parties 2 et 3 de l'escalier :**

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>o</sub> (cm <sup>4</sup> )
4	6.79	7,848	10,128	13,878	11270.53	191167
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
4.84	106796	194052	106391	203479	<b>0.318</b>	<b>0,8</b>

• **Schéma de ferrillage :**



**Fig. III.17. Schéma de ferrillage de la partie 2 et 3 de l'escalier.**

**III-5.2. Etude de la poutre palière :**

**a) Dimensionnement**

Condition de RPA :

$$b \geq 20cm$$

$$h \geq 30cm$$

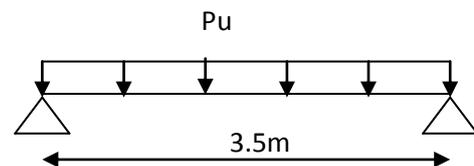
$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$23.33cm < h < 35cm$$

On prend :  $h = 30cm$   
 $b = 30cm$



**Figure III.18. : Schéma statique de la poutre palière**

**b) Les charges sur la poutre :**

$g_0$  : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B (**Figure III-18**)

$$\text{ELU} : R_B = 24.12 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : R_B = 17.32 \text{ KN}$$

Les sollicitations

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B$$

$$P_u = 27.16 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 41.58 \text{ KN/m}$$

$$M^t = 0.85 M_0 = 35.35 \text{ KN/m}$$

$$M^a = -0.4 M_0 = -16.63 \text{ KN/m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 47.53 \text{ KN}$$

**c) Calcul d'armature à la flexion simple :**

**Tableaux III-19 : Calcul d'armature**

	$M \text{ (KN.m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{)}$
<b>En travée</b>	35.35	0,114	0,151	0,254	4, 5
<b>En appuis</b>	16.63	0,054	0,069	0,263	1,820

**Exigence du RPA :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 4.5 \text{ cm}^2$$

$A^a$  : Section d'armature en appui

$A^t$  : Section d'armature en travée

Donc on prend  $A^a = A^t = 4.5 \text{ cm}^2$

**d) Calcul d'armature a la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui.

$$M^{\text{torsion}} = M_b^a = 13.08 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section (Art A.5.4.2 .2.) [4]

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A<sub>I</sub>: section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}^2$$

$$A_I = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 3.01 \text{ cm}^2$$

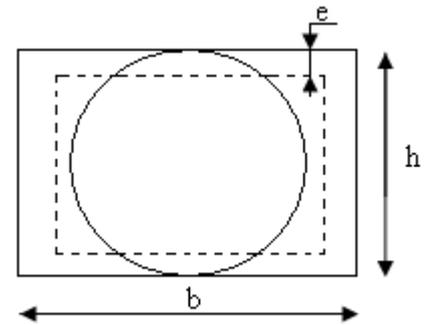


Figure III.19 : Section creuse équivalente

**e) Choix des armatures**

**•En travée**

$$A' = 4.5 + \frac{3.01}{2} = 6.001 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

**•En appui**

$$A' = 4.5 + \frac{3.01}{2} = 6.001 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

**On doit vérifier la condition suivante :**

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec  $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$  contrainte de cisaillement du a l'effort tranchant. [Art A.5.421

**BAEL91].**

On a  $V_{\max} = 47.53 \text{ KN}$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{47.53 \times 10^{-3}}{0.27 \times 0.3} = 0.59 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13.01 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 2.08 \text{ MPa}$$

D'où  $\tau_u = 2.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée

**Ferraillage :**

**f) Calcul des armatures transversales :**

Soit St = 15cm

- **Flexion simple :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.59 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.056 \text{ cm}^2$$

- **Torsion :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{13.01 \times 10^{-3} \times 100 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-8} \times 348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

D'où  $A_t = 1.35 + 0.34 = 1.69 \text{ cm}^2$  soit  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

• **Vérification de l'état limite de compression de béton**

On vérifie :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15A(d - y)^2 = 0$$

Avec

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

**Sur appuis** ( $M_a = 11.99 \text{ KN.m}$ ) ;  $y = 10.09 \text{ cm}$  ;  $I = 36136.44 \text{ cm}^4$

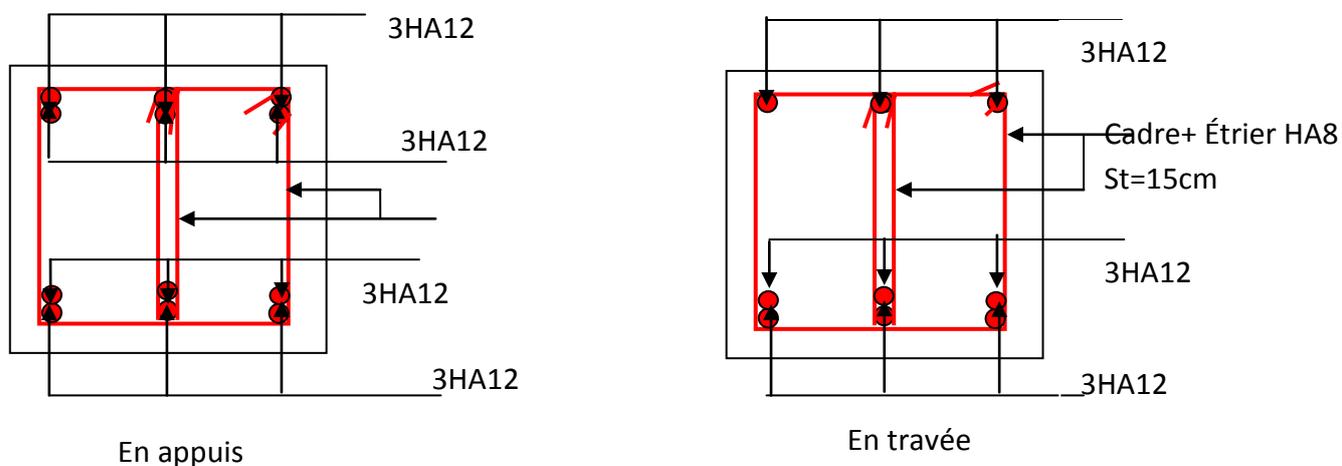
$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = 3.35 < \overline{\sigma}_{bc}$  ..... Condition vérifié

**En travée** ( $M^t = 25.47 \text{ KN.m}$ )

$$\sigma_{bc} = 7.11 < \overline{\sigma}_{bc}$$
 ..... Condition vérifié

**g) Schéma de ferrailage de la poutre palière :**



**Figure III.19 : Schéma de ferrailage de la poutre palière**

**III.6. Etude de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F<sup>p</sup>) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

**III.6.1 hypothèses de calcul :**

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

**III.6.2 Evaluation des charges et surcharges :**

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m.}$$

$$G = 25 \times 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation Q = 1 .00 KN/ml

S : surface de la section droite de l'acrotère.

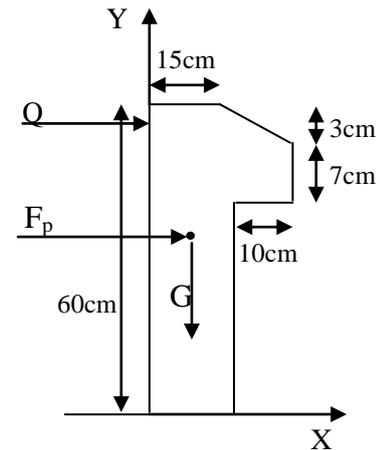
G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

**III.6.2.1. Charge verticale :**

**Tableau III.20.Charge permanente revenant à l'acrotère :**

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	<b>2.6225</b>	<b>1.00</b>



**Fig. III.21.Coupe transversale de l'acrotère.**

**III.6.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :**

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

$C_p$  : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

$W_p$  : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225 \text{ KN} / \text{ml}. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588 \text{ KN}$$

**III.6.3 : Calcul des sollicitations :****Calcul du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213 \text{ m} \\ Y_G = 0.284 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.1.2588 \times 0.284 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3575 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.21. Combinaisons d'action de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
<b>Sollicitations</b>	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
<b>N (KN)</b>	2.6225	3.54	2.6225
<b>M ( KN.m)</b>	0.9575	<b>0.90</b>	<b>0.6</b>

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.365m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et  $N_u$  est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment  $M_{ua} = N_u \times e$   
Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ( $e = \frac{Mu}{Nu}$ ) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

$e_0$  : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

$e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm . L/250)$$

$L$  : portée de l'élément = 60 cm

$$e_a = \max(2 \text{ cm} \cdot 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

$l_f$  : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576 \text{ m}$$

$$D'où : e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390 \text{ m}$$

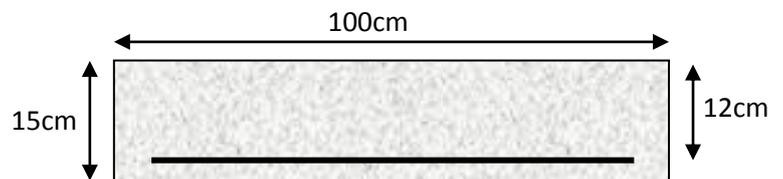
Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.54 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$$

### III.6.4 . Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :



**Fig. III.22. Section à ferrailer.**

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_F$  rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left( 0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 15393 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00627) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.081; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.116 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27 \text{ cm}^2$$

**Vérification à l'ELU :**

✓ **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$  On adopte:  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

✓ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0187 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Espacement :**

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

✓ **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

**RPA (Article. A.6.1, 3)**

$\Sigma \mu_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa}$$

**(RPA Article. A.6.1, 21)**

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$d = 0.12 \text{ m} ; N_{ser} = 2.6225 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_1$$

$e_1$  : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m.}$$

$$c = -0.153 \text{ m} ; y_{ser} = y_c + c ; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d-c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614m$ .

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

✓ Schéma de ferrailage de l'acrotère.

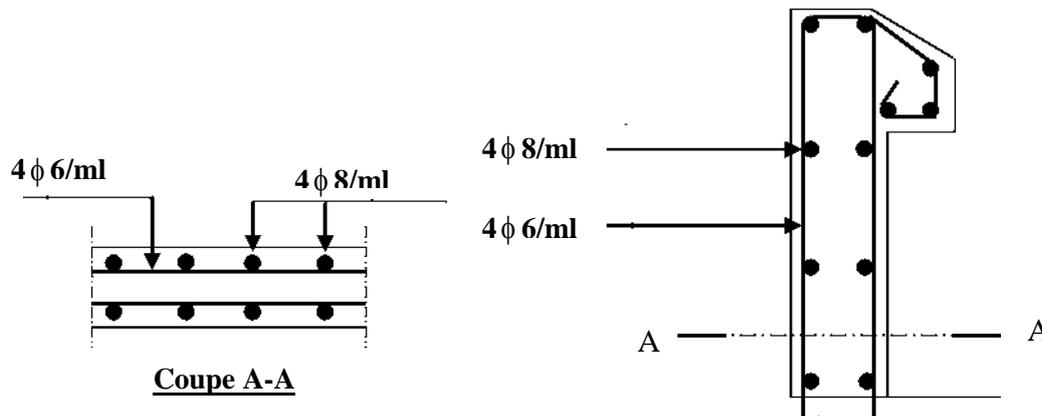


Fig. III.23. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

### III.7. Calcul des poutres de chaînages :

#### III.7.1. Définition :

- **Le chaînage horizontal :**

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les relient solidaires à la structure elles servent de porte à faux.

#### III.7.2. Dimensionnement :

La portée maximale de la poutre de chaînage est :  $L_{max} = 4.40m$

Selon la condition de flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$29.33cm \leq h \leq 44cm$$

Selon (Art 9.3.3) :

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm$$

(30cm est l'épaisseur de mur)

Soit :

$$h = 35cm$$

$$b = 30cm$$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×35).

### III.7.3. Calcul des sollicitations :

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.7 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.85 \times (2.97 - 0.35) = 7.47 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.7 + 7.47) = 13.72 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 7.47 + 2.7 = 10.17 \text{ KN/m}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 33.2 \text{ KN m}$$

Calcul à l'ELU:

$$M_t = 0.75 M_u = 24.90 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_u = -16.6 \text{ KN.m}$$

### III .7. 4. Le ferrailage :

#### a) Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.35 = 0.315m.$$

Tableau III.22. Armatures longitudinales.

	$M$ (KN.m)	$d_x$ (m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$A_s$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	24.90	0.315	0.059	0.076	2.34	3HA12=3.39
En appui	16.6	0.315	0.039	0.050	1.55	3HA10=2.36

**b) Calcul des armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \Rightarrow \varphi_t \leq 10\text{mm}$$

Soit un cadre  $\varphi 8$  plus une épingle  $\varphi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \varphi 8 = 1.5\text{cm}^2$

**c) Les espacements**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 28.35\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 43.42\text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le RPA99/ version2003 exige un espacement  $S_t \leq \min(h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ .

On adopte  $S_t = 15\text{cm}$ .

**III.7.5. Vérifications :****a) À l'ELU :****• Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.141\text{cm}^2 < A_{cal} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

• Effort tranchant :

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 30.18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 2.74 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min\left(\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\delta_b}\right); 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u < \tau_u^-$  ..... C'est vérifiée.

b) À l'ELS :

• Vérification de la contrainte dans le béton :

$$MS = 18.46 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

Calcul de y :

$$A = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 17.55 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 63949.976 \text{ cm}^4$$

$\sigma_{bc} = 5.06 \text{ MPa} < 15 \text{ M}$  ..... C'est vérifié.

Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1).

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

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

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : Longueur de la travée

Mt : Moment en travée

M0 : Moment statique de cette poutre

A ; Section des armatures choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{0.35}{4.4} = 0.079 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.079 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{30 \times 31.5} = 0.0035 \geq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

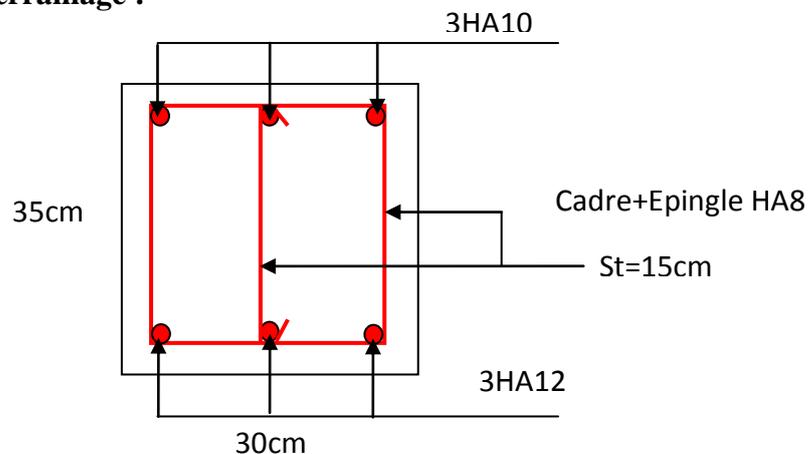
D’ou la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats du tableau suivant, établie à l’aide du logiciel SOCOTEC, montrent que les poutres de chaînage ne risquent pas de fléchir.

**Tableau III.23: Evaluation de la flèche**

Mj	Mg	Mp	A	fgv	fgq	Δft	flim
(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(cm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
15.55	15.55	15.55	3.39	4.4	4.4	2.11	8

**III.7.6. Schéma de ferrailage :**



**Figure III.24 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage**

### IV.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

### IV.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

### IV.3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### IV.3.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### ✓ Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)

L'effort sismique  $V$  ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{sr} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- $A$  : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone **IIa**  $\Rightarrow A = 0.15$
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc :  $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \quad \text{avec :}$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

**Tableau IV .1. Valeurs des pénalités  $P_q$  :**

“ Critère q ”	Observé	$P_q/xx$	Observé	$P_q/yy$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
2- Redondance en plan	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
3- Régularité en plan	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
4- Régularité en élévation	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	<b>0</b>	Oui	<b>0</b>
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	<b>0</b>	Oui	<b>0</b>

Donc

$$Q_x = Q_y = 1.20$$

- **W**: poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes totales.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$\beta = 0.2$  pour usage d'habitation

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel SAP2000 la valeur trouvée est :

$$\Rightarrow W = 29592.177 \text{ KN.}$$

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient  $D$  est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure  $T$  (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de  $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie  $S_2$ , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases}$$

### Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

$H_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$H_n$  : 30.69 m

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :  $C_T = 0.050$

$$T_c = 0,05 * 30,69^{(3/4)} = 0.65 \text{ s.}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09H/\sqrt{L}$$

**RPA99 (Formule 4-7)**

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 19.40 \text{ m, } L_y = 12.95$$

$$T_x = 0.627 \text{ s}$$

$$T_y = 0.767 \text{ s}$$

$$T_x = \min(T_x, T_c) = 0.627 > T_2 = 0.4 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T_y, T_c) = 0.65 > T_2 = 0.4 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\text{Car } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5 * 0.81 * (0.4/0.627)^{2/3} = 1.50$$

$$D_y = 2.5 * 0.81 * (0.4/0.767)^{2/3} = 1.31$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_{Sx} = 1.3 \times 0.63 = 0.815 \text{ s}$$

$$T_{Sy} = 1.3 \times 0.767 = 0.997 \text{ s}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st.x} = \frac{0.15 \times 1.50 \times 1.2}{5} \times 29592.177 = 1597.977 \text{ KN}$$

$$V_{st.y} = \frac{0.15 \times 1.31 \times 1.2}{5} \times 29592.177 = 1395.567 \text{ KN}$$

#### IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

#### **IV.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :**

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

#### **IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :**

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions 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.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

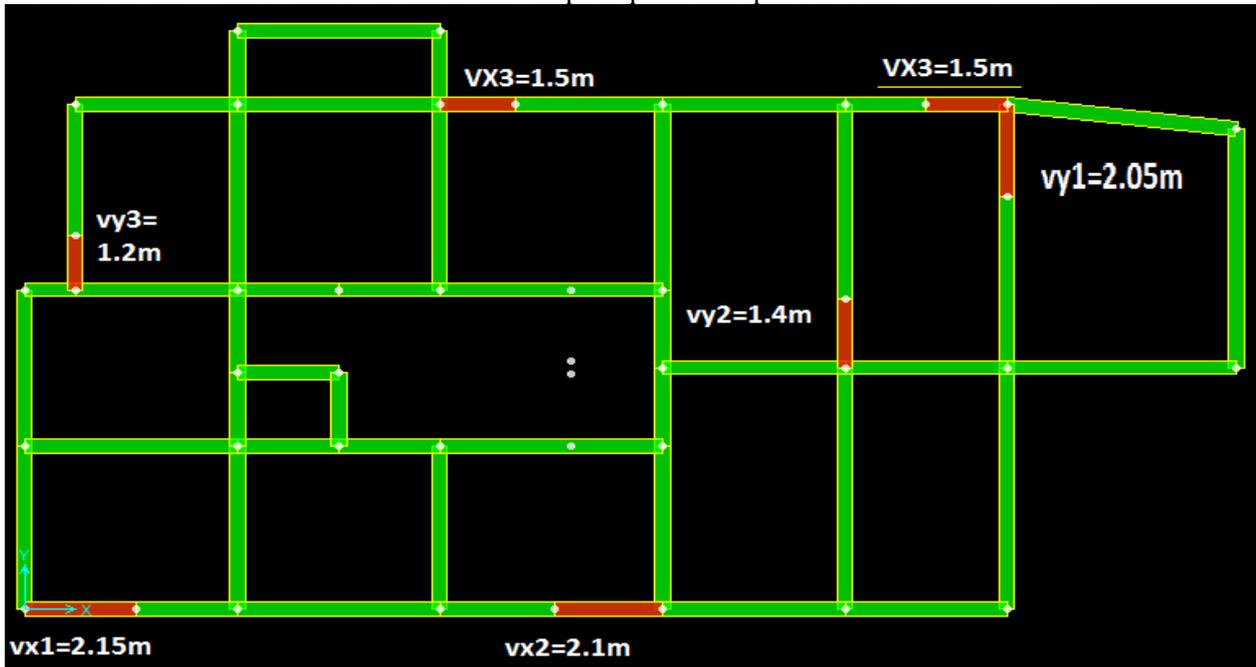
Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

#### **IV.5. Interpolation des résultats de l'analyse dynamique:**

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 15.

**IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement :**

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques .la disposition retenue est la suivante :



**Fig. IV.1. Disposition des voiles**

**Résultats obtenus :**

**a). Périodes de vibration et participation massique :**

**Tableau IV.2.Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :**

Modes	Périodes	Individuel mode			Cumulative sum (%)		
	Sec	$U_x$	$U_y$	$U_z$	$U_x$	$U_y$	$U_z$
Mode 1	0,9284	0,00265	0,74272	0,00003083	0,265	74,272	0,003083
Mode 2	0,8051	0,737	0,0022	0,00002566	74,018	74,492	0,005649
Mode 3	0,7930	7,44E-07	0,00015	2,904E-06	74,018	74,507	0,005939
Mode 4	0,2935	0,0013	0,11984	0,00006557	74,147	86,49	0,012
Mode 5	0,2469	0,13	0,00271	0,00011	87,206	86,761	0,023
Mode 6	0,2300	0,00118	0,0085	2,315E-06	87,325	87,611	0,023
Mode 7	0,1575	0,0009	0,04057	0,00002118	87,415	91,669	0,025
Mode 8	0,1285	0,04024	0,00081	0,00008078	91,439	91,75	0,033

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.2, IV.3 et IV.4.

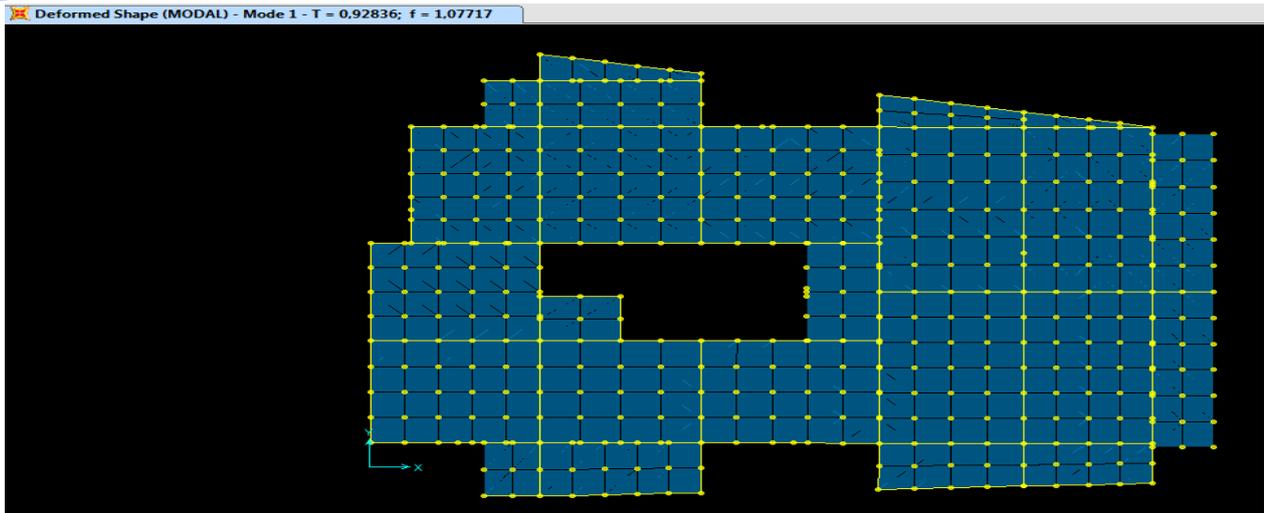


Fig. IV.2. 1<sup>er</sup> mode (translation suivant Y)

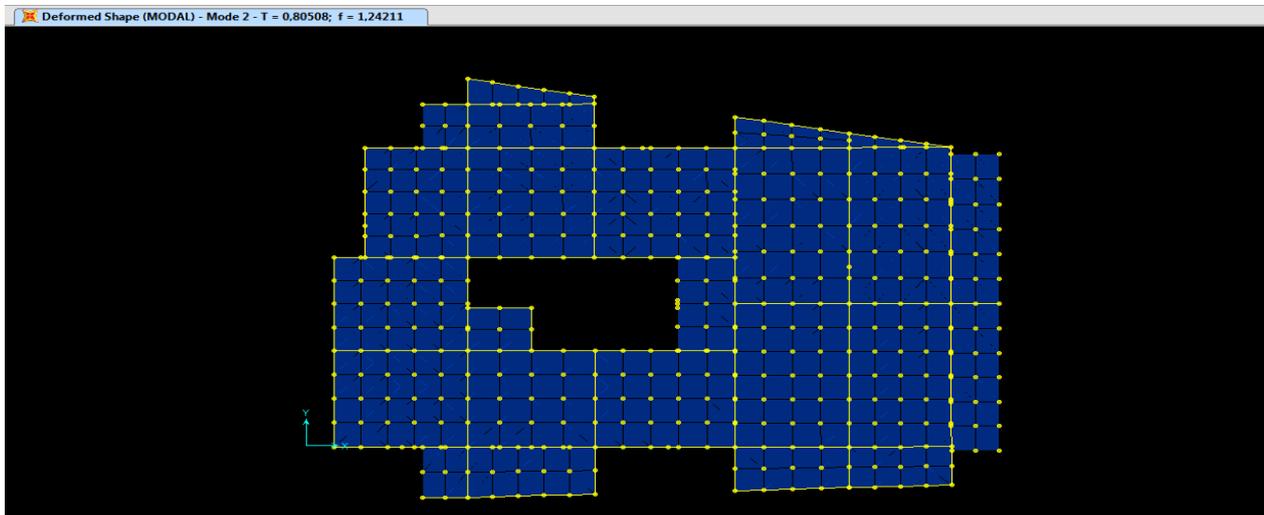


Fig. IV.3. 2<sup>ème</sup> mode (translation suivant X)

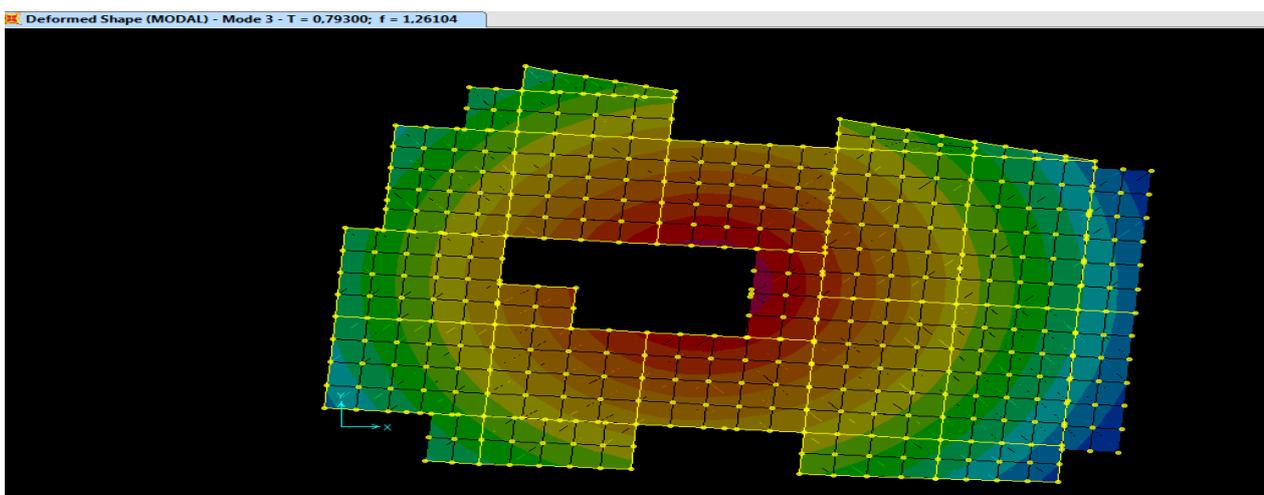


Fig. IV.4. 3<sup>ème</sup> mode (torsion autour de Z)

### b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux IV.3 et IV. 4. illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

**Tableau IV.3.Vérification sous charges verticales :**

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
RDC	29350,448	5729,582	83,667	16,332
NIV 01	25032,526	5276,678	82,59	17,409
NIV 02	21625,88	4748,685	81,995	18,004
NIV 03	18136,015	4303,078	80,823	19,176
NIV 04	14955,359	3649,155	80,385	19,614
NIV 05	11697,223	3071,565	79,202	20,797
NIV 06	8718,206	2315,915	79,011	20,988
NIV 07	5709,42	1588,604	78,232	21,767
NIV 08	2992,109	765,992	79,617	20,382

- Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf les quatre derniers niveaux où l'écart est de 1.7% ce qui peut être négligé.

**Tableau IV.4.Vérification sous charges horizontales :**

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	466,267	637,983	856,098	574,544	35,26	52,615	64,7394	47,384
NIV 01	610,131	782,598	599,267	349,406	50,449	69,1335	49,55	30,866
NIV 02	625,055	761,544	479,073	287,482	56,61	72,5952	43,389	27,404
NIV 03	547,732	667,934	450,404	286,803	54,875	69,959	45,124	30,04
NIV 04	566,133	659,408	321,386	194,938	63,788	77,182	36,211	22,817
NIV 05	430,576	510,115	327,848	226,014	56,772	69,296	43,227	30,703
NIV 06	418,98	473,432	200,744	132,912	67,607	78,079	32,392	21,92
NIV 07	271,221	300,344	184,963	145,967	59,454	67,294	40,545	32,705
NIV 08	293,449	282,459	118,061	63,393	71,31	81,67	28,689	18,329

- Analyse des résultats :**

Le pourcentage important repris par les portiques dans le sens (y-y) est dû comme déjà précisée au manque des voiles dans ce sens.

#### IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5.

**Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit :**

Niveau	Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	v	Observation
RDC	60×60	3600	2379,419	0,264	vérifiée
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	55×55	3025	2081,983	0,275	vérifiée
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	50×50	2500	1509,036	0,241	vérifiée
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	45×45	2025	964,391	0,190	vérifiée
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	40×40	1600	443,066	0,110	vérifiée
le dernier poteau de la cage d'escalier	35×35	1225	88,485	0,0288	Vérifiée

#### IV.5.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par Combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

**Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{st}$	Observation
Sens x-x	1376,151	1597.977	0,861	vérifiée
Sens y-y	1259,045	1395.567	0,902	vérifiée

On remarque que les résultats des forces sismiques à la base sont vérifiés

#### IV.5.4 Justification vis à vis des déformations :

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :

$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

$\delta_K$  : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

$\delta e_K$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7.

**Tableau IV.7. Vérification des déplacements :**

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	$\delta e_K$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta K$ (cm)	$h_K$ (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)	$\delta e_K$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta K$ (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)
<b>RDC</b>	0,09	0,45	0	0,45	3,96	<b>0,11</b>	0,11	0,55	0	0,55	<b>0,14</b>
<b>NIV 01</b>	0,23	1,15	0,45	0,7	2,97	<b>0,24</b>	0,27	1,35	0,55	0,8	<b>0,27</b>
<b>NIV 02</b>	0,4	2	1,15	0,85	2,97	<b>0,29</b>	0,47	2,35	1,35	1	<b>0,34</b>
<b>NIV 03</b>	0,58	2,9	2	0,9	2,97	<b>0,30</b>	0,68	3,4	2,35	1,05	<b>0,35</b>
<b>NIV 04</b>	0,75	3,75	2,9	0,85	2,97	<b>0,29</b>	0,88	4,4	3,4	1	<b>0,34</b>
<b>NIV 05</b>	0,91	4,55	3,75	0,8	2,97	<b>0,27</b>	1,08	5,4	4,4	1	<b>0,34</b>
<b>NIV 06</b>	1,05	5,25	4,55	0,7	2,97	<b>0,24</b>	1,25	6,25	5,4	0,85	<b>0,29</b>
<b>NIV 07</b>	1,18	5,9	5,25	0,65	2,97	<b>0,22</b>	1,41	7,05	6,25	0,8	<b>0,27</b>
<b>NIV 08</b>	1,28	6,4	5,9	0,5	2,97	<b>0,17</b>	1,54	7,7	7,05	0,65	<b>0,22</b>

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

**IV.5.5 Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  : [RPA (5.9)]** Les effets du 2ième ordre (ou effet P- $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

$P_K$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

$V_K$  : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

$h_K$  : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si  $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1 / (1 - q_K)$ .
- ✓ Si  $\Theta_K > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

**Tableau IV.8. Vérification de l'effet P- $\Delta$  :**

Niveau	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\Theta_k$	$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\Theta_k$
<b>RDC</b>	396	31235,029	0,45	1322,365	<b>0,027</b>	0,55	1212,527	<b>0,036</b>
<b>NIV 01</b>	297	26928,958	0,7	<b>1209,398</b>	<b>0,052</b>	0,8	1132,004	<b>0,064</b>
<b>NIV 02</b>	297	23413,92	0,85	1104,128	<b>0,061</b>	1	1049,026	<b>0,075</b>
<b>NIV 03</b>	297	19898,142	0,9	998,136	<b>0,060</b>	1,05	954,737	<b>0,074</b>
<b>NIV 04</b>	297	16482,645	0,85	887,519	<b>0,053</b>	1	854,346	<b>0,065</b>
<b>NIV 05</b>	297	13066,17	0,8	758,424	<b>0,046</b>	1	736,129	<b>0,060</b>
<b>NIV 06</b>	297	9750,199	0,7	619,724	<b>0,037</b>	0,85	606,344	<b>0,046</b>
<b>NIV 07</b>	297	6433,016	0,65	456,184	<b>0,031</b>	0,8	446,311	<b>0,039</b>
<b>NIV 08</b>	297	3311,555	0,5	411,51	<b>0,014</b>	0,65	345,852	<b>0,021</b>

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.11, les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

#### IV.6. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

## V.1. Etude des poutres :

### V.1.1 Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q+E$
- 4).  $G+Q-E$
- 5).  $0.8G+E$
- 6).  $0.8G-E$

### V.1.2. Ferrailage :

#### a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi_{\max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à  $90^\circ$ . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

### b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

$St$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$  en zone nodale,
- $St \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

### V.1.3. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)

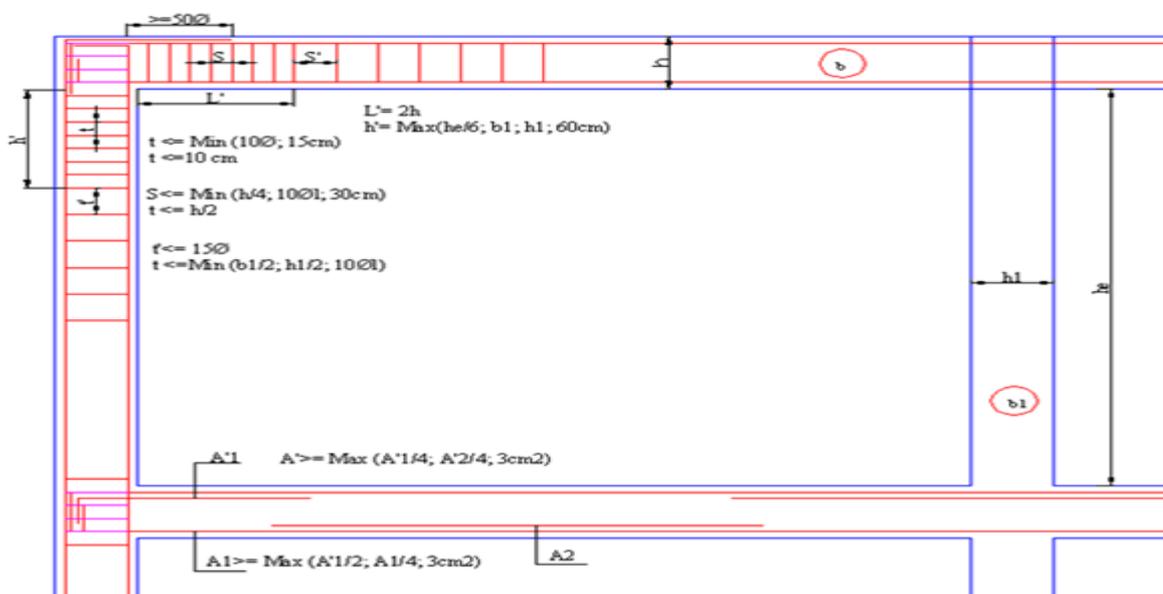


Fig. V.1 : Disposition constructive des portiques.

### V.1.4. Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

### V.1.5. Calcul du ferrailage :

#### A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

#### Calcul du moment réduit ultime :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si  $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$  alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si  $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$  alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s' \quad \text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

#### B). Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = -85,12 \text{KN.m} \dots (\text{ELU}) \\ M_a = -106,446 \text{KN.m} \dots (\text{G+Q-E}_y) \end{cases}$$

#### Armatures en travée :

$$M_{bu} = 85.12 \times 10^{-3} / 0.30 \times 0.37^2 \times 14.2 = 0,145 < \mu_l = 0.3916 \quad \text{alors } A_s' = 0$$

$$\alpha = 0,198 \longrightarrow z = 0,341 \text{m} \longrightarrow A_s = 6,246 \text{cm}^2.$$

#### Armatures en appui :

$$M_{bu} = 106.446 \times 10^{-3} / 0.30 \times 0.37^2 \times 18.48 = 0,140 < \mu_l = 0.3916 \quad \text{alors } A_s' = 0$$

$$\alpha = 0,190 \longrightarrow z = 0,342 \text{m} \longrightarrow A_s = 7,783 \text{cm}^2.$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires :

Niveau	Type de poutre	section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A <sub>calcul</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
RDC	Poutre principale	30×40	Appuis	-106,446	<b>121,12</b>	7.78	6	<b>8.63</b>	<b>3T14+2T16</b>
			Travée	<b>-85,12</b>		6.25		<b>6.88</b>	<b>3T14+2T12</b>
	Poutre Secondaire	30×35	Appuis	-69,2133	<b>99.45</b>	4.91	5.25	<b>6.02</b>	<b>3T16</b>
			Travée	-71,3175		5.07		<b>6.02</b>	<b>3T16</b>
Etage CORANTE	Poutre principale	30×40	Appuis	-110,057	<b>-121,81</b>	8.31	6	<b>8.63</b>	<b>3T14+ 2T16</b>
			Travée	-97,638		7.09		<b>6.02</b>	<b>3T16</b>
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-84,4473	<b>102.53</b>	6.06	5.25	<b>6.88</b>	<b>3T14+2T12</b>
			Travée	-91,8518		6.63		<b>6.88</b>	<b>3T14+2T12</b>
TERASSE	Poutre principale	30×40	Appuis	-94,1241	<b>109,076</b>	6.98	6	<b>7.69</b>	<b>5T14</b>
			Travée	-77,0211		5.5		<b>6.02</b>	<b>3T16</b>
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-52,0916	<b>67.62</b>	3.65	5.25	<b>4.61</b>	<b>3T14</b>
			Travée	-64,7127		4.58		<b>6.02</b>	<b>3T16</b>

### V.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

En zone courante :  $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement:  $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

- Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \phi$  en zone II  $L_r > 40$

$\phi = 16\text{mm}$      $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$     on adopte  $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$      $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$     on adopte  $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$      $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$     on adopte  $L_r = 50\text{cm}$

### V.1.7. Les armatures transversales :

#### a). Calcul de $\Phi_t$ :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1, 2; 1.14; 3\text{cm})$$

$$\phi_t \leq 1,2\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10\text{mm}$$

Donc on opte pour  $A_t = 4\text{T}10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

#### b). Calcul des espacements des armatures transversales :

##### 1. $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ avec:

$$1). S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 38.7\text{cm}, S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 34.2\text{cm}$$

$$2). S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 104.66\text{cm}$$

$$3). S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \leq 72.94\text{cm}$$

##### 2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

##### ✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \min(10; 14.4) = 10\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 10\text{ cm}$$

##### ✓ Zone courante : $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20\text{cm}$ .

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

**c).Vérification des sections d'armatures transversales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1.8cm^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{\min} = 1.8cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**V.1.8. Vérification à l'ELU :**

**a).Condition de non fragilité :**

**BAEL91 (Art F.IV.2)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.34cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**b).Contrainte tangentielle maximale :**

**Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Telque : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa .$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles :**

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	123.13	<b>1.11</b>	<b>3.33</b>	Vérifiée
secondaires	102.53	<b>0.923</b>	<b>3.33</b>	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

**c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ Appuis de rives  $A_t > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (1) . \quad \text{BAEL91 (Art H.IV.2)}$

✓ Appuis intermédiaires  $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots \dots \dots (2) \quad \gamma_s = 1.15, f_e = 400MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.3.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

Poutres	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	Vu (KN)	Ma (KN.m)	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	8.63	123.13	110.057	3.54	-5.96	Vérifiée
Secondaires	6.88	102.53	84.447	2.94	-4.34	Vérifiée

**V.9. Vérification à l'ELS :**

**a). Etat limite de compression du béton :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.4 .Vérification de l'état limite de compression du béton :**

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	85.38	8.63	95924,760	14.19	<b>12,63</b>	<b>15</b>	<b>vérifiée</b>
	Travées	51.097	6.88	81406,316	12.88	<b>8,084</b>	<b>15</b>	<b>vérifiée</b>
Poutres secondaires	Appuis	30.50	6.88	81406,316	12.88	<b>4,82</b>	<b>15</b>	<b>vérifiée</b>
	Travées	49.89	6.88	81406,316	12.88	<b>7,89</b>	<b>15</b>	<b>vérifiée</b>

**b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

**Tableau V.5.Vérification de la flèche pour les poutres :**

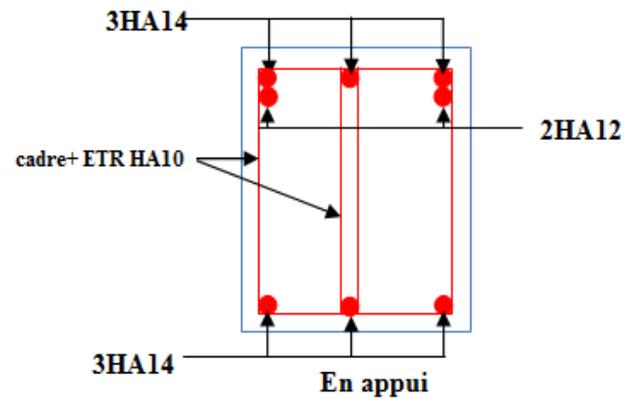
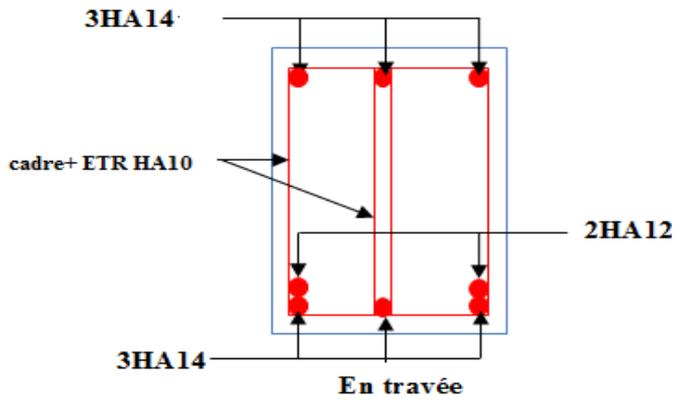
	h <sub>t</sub> cm	b cm	L (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
<b>PP</b>	40	30	580	8.63	0.069	0.059	0.0077	0.01	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>
<b>PS</b>	35	30	440	6.88	0.079	0.060	0.0071	0.01	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

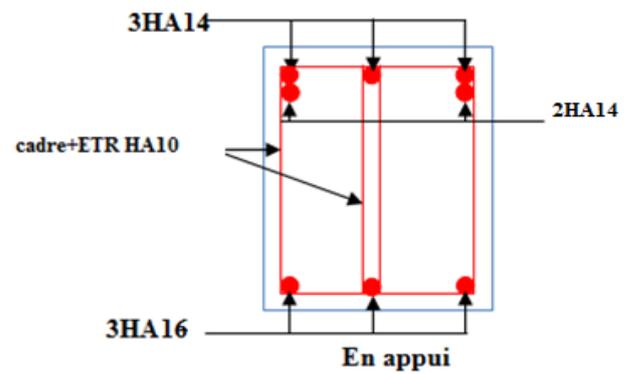
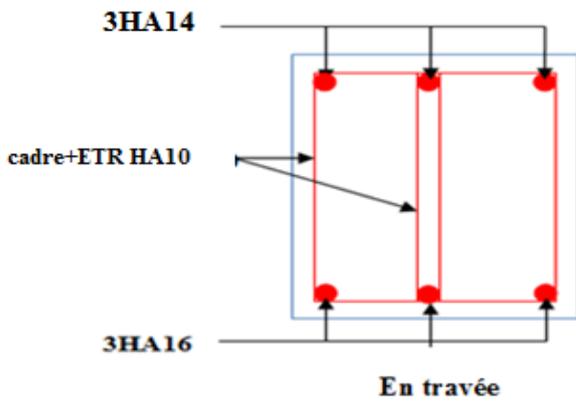
**V.1.10.ferraillage des poutres principales et secondaire:**

Le ferraillage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous :

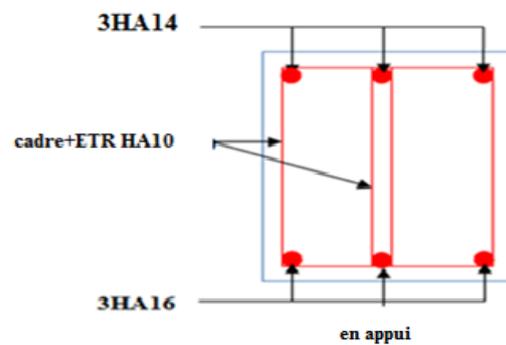
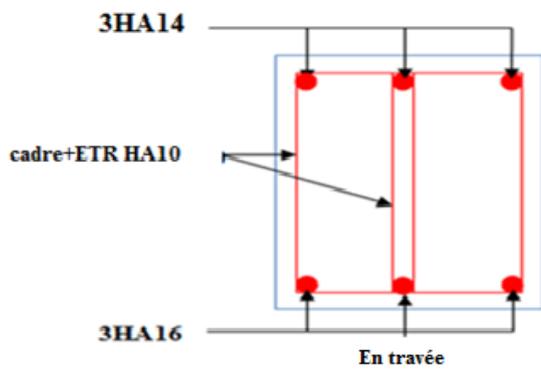
<p>3HA14</p> <p>cadre+ETR HA 10</p> <p>2HA12</p> <p>3HA14</p> <p>En travée</p>	<p>3HA14</p> <p>cadre+ETR HA 10</p> <p>2HA16</p> <p>3HA14</p> <p>En appui</p>
<p><b>Poutres principales de RDC</b></p>	
<p>3HA16</p> <p>Cadre+EtrHA10</p> <p>3HA16</p> <p>En travée</p>	<p>3HA16</p> <p>Cadre+EtrHA10</p> <p>3HA16</p> <p>En appui</p>
<p><b>Poutres secondaires de RDC</b></p>	
<p>3HA14</p> <p>cadre+ETR HA10</p> <p>3HA16</p> <p>En travée</p>	<p>3HA14</p> <p>cadre+ETR HA10</p> <p>2HA16</p> <p>3HA16</p> <p>En appui</p>
<p><b>Poutres principales ETAGE CORANTE</b></p>	



Poutres secondaires ETAGE CORANTE



Poutres principales TERASSE



Poutres secondaires TERASSE

## V.2. Etude des poteaux :

### V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

$$\left. \begin{array}{l} 1). 1.35G+1.5Q \\ 2). G+Q \\ 3). G+Q+E \\ 4). G+Q-E \\ 5). 0.8G+E \\ 6). 0.8G-E \end{array} \right\} \quad (\text{RPA99/2003 Art 6.2})$$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- $N_{max} \rightarrow M_{cor}$ .
- $N_{min} \rightarrow M_{cor}$ .
- $M_{max} \rightarrow N_{cor}$ .

### Fig.V.2 : schéma de la zone nodale

#### V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

##### a). Armatures longitudinales :(RPA99/2003 Art 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- La distance ou espacement ( $S_t$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux :**

Niveau	section du poteau (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> ) Zone recouvrement
RDC	60×60	28.8	144	216
1,2 <sup>ème</sup> étage	55×55	24.2	121	181.5
3, 4 <sup>ème</sup> étage	50×50	20	100	150
5, 6 <sup>ème</sup> étage	45×45	16.2	81	121.5
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	40×40	12.8	64	96
le dernier poteau de la cage d'escalier	35×35	9.8	49	73.5

**b). Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- $V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.
- $h_1$  : hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- $\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

tranchant ; il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{ : l'élanement géométrique),} \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases}$$

avec :  $\lambda_g = l_f/a$  ou  $\lambda_g = l_f/b$  ( a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

–  $t$  : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$  (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$  (en zones IIa).

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/t.b_1$ , en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\Phi_t$  (au minimum).

### V.2.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau V.7. Sollicitations dans les poteaux :**

Niveau	$N_{\text{max}} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\text{min}} \rightarrow M_{\text{cor}}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	-2379,42	2,69	-106,92	-1719,48	-51,87	69,96
1, 2 <sup>ème</sup> étage	-2081,98	15,032	-93,37	-1278,81	-72,65	44,021
3 et 4 <sup>ème</sup> étage	-1509,036	-33,83	75,90	-544,064	-88,43	10,93
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	-964,39	-35,45	-65,54	-397,37	-55,33	-7,27
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	-443,066	-34,51	-48,89	-249,24	-42,19	-2,33
dernier poteau de la cage d'escalier	-83,22	6,049	23,99	-28,51	-15,51	7,36

### V.2.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

#### Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = -2379,42 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 2,69 \text{ KN.m}$  (ELU)
- $M_{max} = -106,92 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = -1719,48 \text{ KN}$  (ACC)
- $N_{min} = -51,87 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 69,96 \text{ KN.m}$  (ACC)

**A). Calcul sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$  :**

$d = 55\text{m}; d' = 0.05\text{m}.$

$N = 2379,42 \text{ KN}$  (de Traction) .....(ELU)

$M = 2,69 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.0011\text{m}$

$e_G < h/2 = 0.60/2 = 0.300\text{m} \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \leq (b) \dots\dots\dots(I).$

$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 2.69 + 2379.42 \times (0.55 - 0.60/2) = 597.545 \text{ KN.m}.$

$(0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.05) \times 0.6 \times 0.6 \times 14.2 = 0.82 > [2379.42 \times (0.55 - 0.05) - 597.545] \times 10^{-3} = 0.592$

$\Rightarrow (I)$  n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{597.54 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.55^2 \times 14.2} = 0.23$

$\mu_{bu} = 0.23 < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.334$

$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.476\text{m} \Rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{597.54 \times 10^{-3}}{0.467 \times 348} = 36.77\text{cm}^2$

$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -31.60\text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0\text{cm}^2$

**B). Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{cor}$  :**

$M = 106.92 \text{ KN.m}, N = 1719.48 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.062\text{m} < (h/2) = 0.300\text{m}.$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 106.92 + 1719.48 \times (0.55 - 0.60/2) = 536.76 \text{ KN.m}.$

$$(0.337*0.6-0.81*0.05)*0.6*0.6*18.48=1.075 > [2379.42*(0.55-0.05)-536.76]*10^{-3}=0.75$$

$\Rightarrow (I)$  n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 536.76 \text{ KN.m.} \rightarrow \mu_{bu}=0,160 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha=0,219 \rightarrow z=0,502 \rightarrow A_l=30,74 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = -18,67 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

**C). Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$  :**

**(I)  $\Rightarrow 1.075 \geq 0.044 \Rightarrow$  calcul d'une section partiellement comprimée**

$$N = 51,87 \text{ KN} \rightarrow M = 69,96 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 1.34 \text{ m}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d-h/2) = 69.96 + 51.87 \times (0.55 - 0.60/2) = 82.93 \text{ KN.m.}$$

$(I) \Rightarrow 1.075 \geq 0.056 \Rightarrow$  calcul d'une section partiellement comprimée

$$M_{UA} = 82.93 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu}=0.0247 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha=0.031 \rightarrow z=0.543 \text{ m} \rightarrow A_l=3.81 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s=2.52 \text{ cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.8. Ferrailage des poteaux :**

Niveau	sections	A' (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RP</sub> A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adap</sub> (cm <sup>2</sup> )	barres
RDC	60×60	0	2.52	28.8	30.29	12HA16+4HA14
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	55×55	0	1.24	24.2	26.51	12HA14+4HA16
3et 4 <sup>ème</sup> étage	50×50	0	0	20	22.24	8HA16+4HA14
5et 6 <sup>ème</sup> étage	45×45	0	0	16.2	18.10	8HA14+4HA12
7et 8 <sup>ème</sup> étage	40×40	0	0.25	12.8	14.20	4HA16+4HA14
dernier poteau de la cage d'escalier	35×35	0	1.64	9.8	10.68	4HA14+4HA12

### V.2.5. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.9 : Calcul des armatures transversales :**

Sections (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_l^{min}$ cm	Vd (KN)	$l_r$ cm	t zone nodale	t zone courante	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) z.nodale	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) z.courante	$A_t^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	barres
60×60	1.4	56,648	56	10	15	0,76	3	4.5	4.71	6HA10
55×55	1.4	72,678	56	10	15	0.95	2.75	4.12	4.71	6HA10
50×50	1.2	69.71	48	10	15	0.78	2.5	3.75	4.71	6HA10
45×45	1.2	56.69	48	10	15	0.64	2.25	3.37	4.71	6HA10
40×40	1.4	41.31	56	10	15	0.54	2	3.0	3.02	6HA8
35×35	1.2	11.8	48	10	15	0.13	1.05	1.57	2.01	4HA8

### V.2.6 .Vérifications :

#### a). Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- $As$  : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- $Br$  : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- $\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$

l'élançement mécanique est donné par :

$$\begin{cases} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f & \text{pour les sections circulaires.} \end{cases}$$

$L_f = 0.7 l_0$  longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 2379.19 \text{ KN}$$

$$l_f = 256.2 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 14.77 < 50 \rightarrow \alpha = 0.82.$$

$$B_r = (0.60 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0.3364 \text{ m}^2.$$

$$N_u = 0.817 \times \left[ \frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{30.29 \times 10^{-3} \times 400}{1.15} \right] = 11.63 \text{ MN}.$$

$N_d = 2.37919 \text{ MN} < 8.61 \text{ MN} \rightarrow$  pas de risque de flambement.

**Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux :**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (cm)	$l_f$ (cm)	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$N_u$ (MN)	$N_d$ (MN)	Obs.
RDC	60×60	366	256.2	14.77	0.82	30.29	0.3364	8.61	2.379	vérifiée
1et 2 <sup>ème</sup> étage	55×55	277	193.9	12.20	0.829	26.51	0.2809	7.63	2.081	vérifiée
3et 4 <sup>ème</sup> étage	50×50	277	193.9	13.41	0.825	22.24	0.2304	6.38	1.509	vérifiée
5, 6 <sup>ème</sup> étage	45×45	277	193.9	14.91	0.82	16.84	0.1849	4.79	0.9643	vérifiée
7, 8 <sup>ème</sup> étage	40×40	277	193.9	16.77	0.812	14.20	0.1444	4.00	0.4430	vérifiée
Dernier poteau de la cage d'escalier	35×35	277	193.9	19.17	0.801	10.68	0.1089	2.97	0.08848	vérifiée

#### b). Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :



$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$  (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :**

Niveau	RDC	1et 2 <sup>ème</sup> étage	3et 4 <sup>ème</sup> étage	5et 6 <sup>ème</sup> étage	7et 8 <sup>ème</sup> étage	dernier poteau de la cage d'escalier
<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
<b>d (cm)</b>	55	50	45	40	35	30
<b>A' (cm<sup>2</sup>)</b>	15.145	13.255	10.68	9.05	7.10	5.34
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	15.145	13.255	10.68	9.05	7.10	5.34
<b>V (cm)</b>	29.72	27.5	25	22.79	19.70	17.21
<b>V'(cm)</b>	30.27	27.5	25	22.20	20.3	17.79
<b>I<sub>yy'</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0.014	0.0098	0.0068	0.0042	0.0038	0.0023
<b>N<sup>ser</sup> (MN)</b>	1.728	1.5117	1.0952	0.6994	0.3206	0.0765
<b>M<sup>ser</sup> (MN.m)</b>	0.0442	0.0453	0.0442	0.04147	0.04745	0.0140
<b>M<sub>G</sub><sup>ser</sup> (MN.m)</b>	0.039	0.0453	0.0442	0.04349	0.0464	0.01377
<b>σ<sub>bc1</sub> (MPa)</b>	<b>5,627</b>	<b>6,269</b>	<b>6,006</b>	<b>5,814</b>	<b>4,414</b>	<b>1,655</b>
<b>σ<sub>bc2</sub> (MPa)</b>	<b>3,95</b>	<b>3,73</b>	<b>2,76</b>	<b>1,16</b>	<b>0,48</b>	<b>0,44</b>
<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
<b>Obs</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>

### c). Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d} ; \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

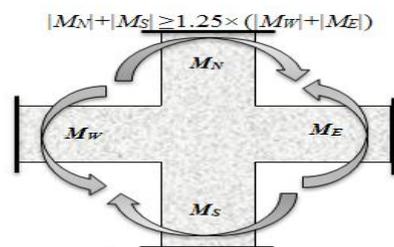
Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :**

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>d</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC	60×60	256.2	4.27	0.04	55	58.01	0.18	1	vérifiée
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	55×55	193.9	3.52	0.04	50	77.72	0.28	1	vérifiée
3et 4 <sup>ème</sup> étage	50×50	193.9	3.88	0.04	45	69.71	0.30	1	vérifiée
5et 6 <sup>ème</sup> étage	45×45	193.9	4.31	0.04	40	56.69	0.31	1	vérifiée
7et 8 <sup>ème</sup> étage	40×40	193.9	4.85	0.04	35	41.31	0.29	1	vérifiée
dernier poteau de la cage d'escalier	35×35	193.9	5.54	0.075	30	11.806	0.11	1.875	vérifiée

### d). Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :



#### d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux :**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
<b>RDC</b>	<b>60×60</b>	54	<b>30.29</b>	<b>569.209</b>
<b>1 et 2<sup>ème</sup> étage</b>	<b>55×55</b>	49.5	<b>26.51</b>	<b>456.661</b>
<b>3 et 4<sup>ème</sup> étage</b>	<b>50×50</b>	45	<b>22.24</b>	<b>348.278</b>
<b>5 et 6<sup>ème</sup> étage</b>	<b>45×45</b>	40.5	<b>18.10</b>	<b>255.101</b>
<b>7 et 8<sup>ème</sup> étage</b>	<b>40×40</b>	36	<b>14.20</b>	<b>177.897</b>
<b>Le dernier poteau de la cage d'escalier</b>	<b>35×35</b>	31.5	<b>10.68</b>	<b>117.074</b>

#### d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

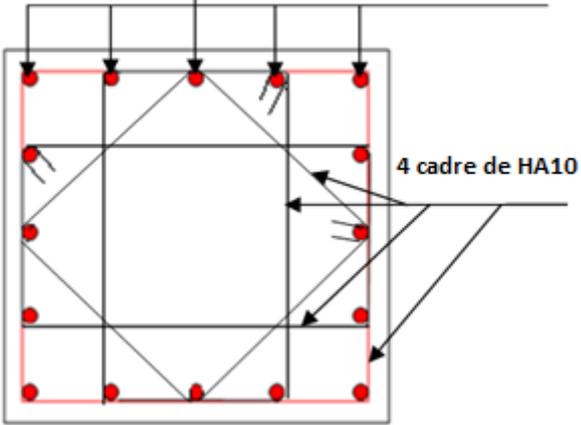
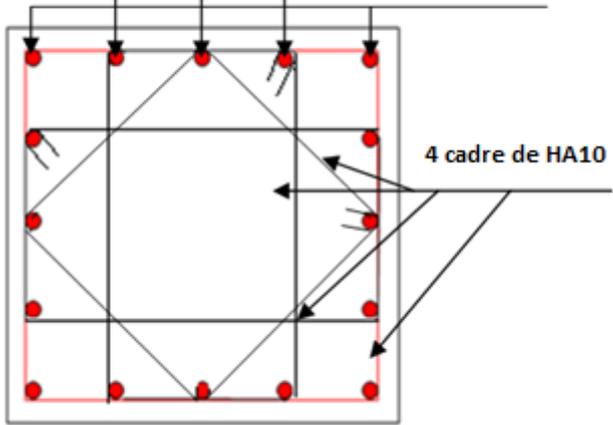
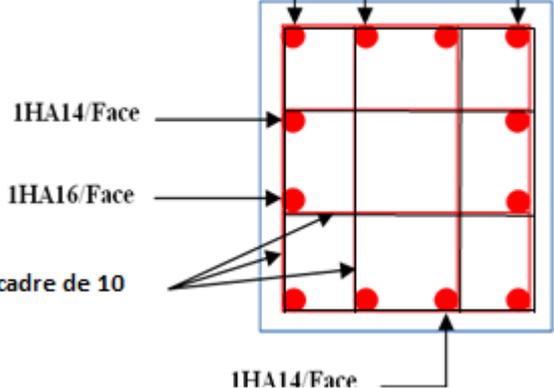
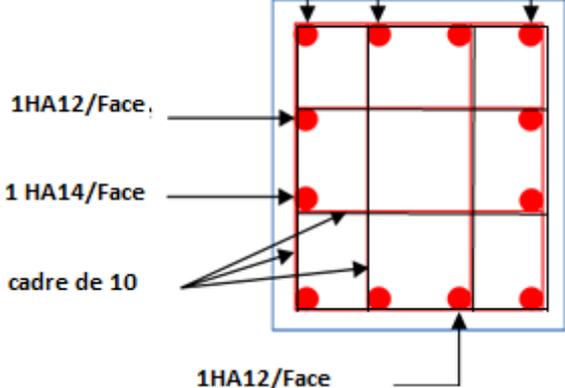
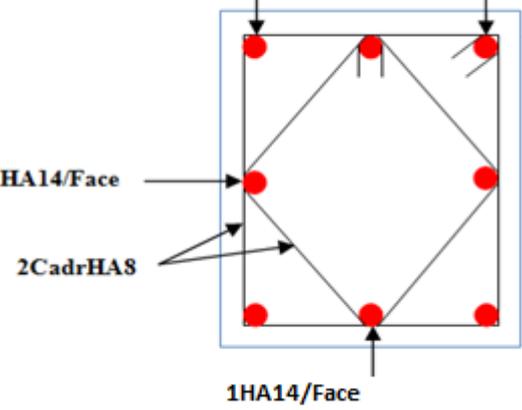
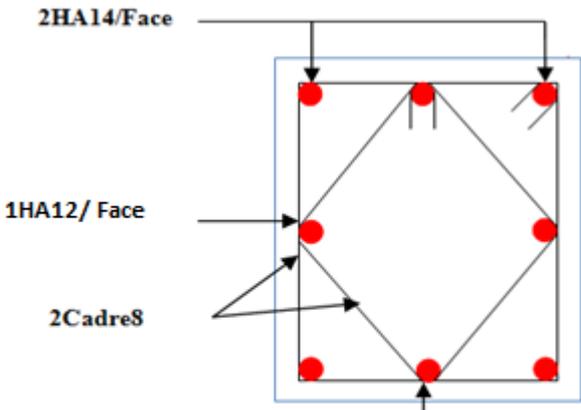
**Tableau V.14. Vérification de la zone nodale :**

Niveau	M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub>	M <sub>N+M<sub>S</sub></sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	1.25(M <sub>W</sub> +M <sub>E</sub> )	Obs
<b>RDC</b>	569.209	456.661	<b>1025.87</b>	144	144	<b>360</b>	<b>vérifiée</b>
<b>Etage1</b>	456.661	456.661	<b>913.322</b>	144	144	<b>360</b>	<b>vérifiée</b>
<b>Etage2</b>	456.661	348.278	<b>804.939</b>	144	144	<b>360</b>	<b>vérifiée</b>
<b>Etage3</b>	348.278	348.278	<b>696.556</b>	144	144	<b>360</b>	<b>vérifiée</b>
<b>Etage4</b>	348.278	255.101	<b>603.379</b>	144	144	<b>360</b>	<b>vérifiée</b>
<b>Etage5</b>	255.101	255.101	<b>510.202</b>	144	144	<b>360</b>	<b>vérifiée</b>
<b>Etage6</b>	255.101	177.897	<b>432.998</b>	144	144	<b>360</b>	<b>vérifiée</b>
<b>Etage7</b>	177.897	177.897	<b>355.794</b>	200.22	200.22	<b>500.55</b>	<b>Non vérifiée</b>
<b>Etage8</b>	177.897	117.094	<b>294.991</b>	200.22	200.22	<b>500.55</b>	<b>Non vérifiée</b>

- **Conclusion :**

La vérification des zones nodales est justifiée sauf dans les deux derniers niveaux et selon le RPA99 version 2003 la vérification pour les deux derniers niveaux est facultative  
Donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Tableau V.15.Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau :

RDC	1et 2 <sup>ème</sup> étage
<p>1HA14/face</p> <p>4HA16/face</p> <p>4 cadre de HA10</p> 	<p>3HA14/face</p> <p>2HA16/face</p> <p>4 cadre de HA10</p> 
3et 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage
<p>3HA16 Face</p> <p>1HA14/Face</p> <p>1HA16/Face</p> <p>cadre de 10</p> <p>1HA14/Face</p> 	<p>3 HA14/Face</p> <p>1HA12/Face,</p> <p>1 HA14/Face</p> <p>cadre de 10</p> <p>1HA12/Face</p> 
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	Dernier poteau de la cage d'escalier
<p>2HA16/Face</p> <p>1HA14/Face</p> <p>2CadrHAS</p> <p>1HA14/Face</p> 	<p>2HA14/Face</p> <p>1HA12/ Face</p> <p>2Cadr8</p> <p>1HA12/Face</p> 

### V.3. Étude des voiles :

#### V.3.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q\pm E$
- 3).  $0.8G\pm E$

#### V.3.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

##### a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue,  
 $e$  : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_t < e$ .

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

##### b). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

### c). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

– Globalement dans la section du voile 0.15%.

– En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est :  $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$ .

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

–  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

–  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### V.3.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.16: Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{x1}$  // à x-x'.  $L_x=2.15$  m.**

Niveau	voile	$N_{max}$ → $M_{cor}$		$M_{max}$ → $N_{cor}$		$N_{min}$ → $M_{cor}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	$V_{x1}$	1290,288	984,0863	1054,732	460,366	221,787	1034,688	265,731
2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1}$	812,803	30,5197	337,7638	600,504	243,054	120,8178	169,11
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1}$	637,034	167,1765	167,1765	637,034	102,608	94,0184	124,501
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1}$	364,479	160,5087	190,2863	176,016	22,332	108,8211	92,016

### V.3.4 Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x' et les autres seront résumés dans un tableau.

#### A). Calcul sous $N_{max}$ et $M_{cor}$ :

##### a). Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 2.15 \text{ m}, d = 2.10 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}.$$

$$N_{max} = 1290,288 \text{ KN}, M_{cor} = 984,0863 \text{ KN. m. (Combinaison } G+Q+E_x).$$

$$eG = \frac{M}{N} = 0.76 \text{ m}.$$

$$\frac{L}{2} = \frac{2.15}{2} = 1.075 \text{ m}$$

$eG \leq L/2 \Rightarrow C$  à l'intérieur de la section.

##### • Calcul de $M_{ua}$ :

$$M_{ua} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 984.086 + 1290.288 \times (2.1 - 1.075) = 2306.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 2306.63 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d') - M_A \leq (0.337h - 0.81d')e.h.f_{bu}$$

$$N_u(d-d') - M_{ua} = 1290.288(2.15 - 0.05) - 2306.63 = 402.97 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \times 2.15 - 0.81 \times 0.05) 0.2 \times 2.15 \times 18.48 = 5.435 \text{ MN.m}$$

$0.402 \text{ MN.m} \leq 5.435 \text{ MN.m} \Rightarrow$  Section partiellement comprimé

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{e \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2303.63 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.1^2 \times 18.48} = 0.141$$

$$\mu_{bu} = 0.141 < \mu_1 = 0.393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.198$$

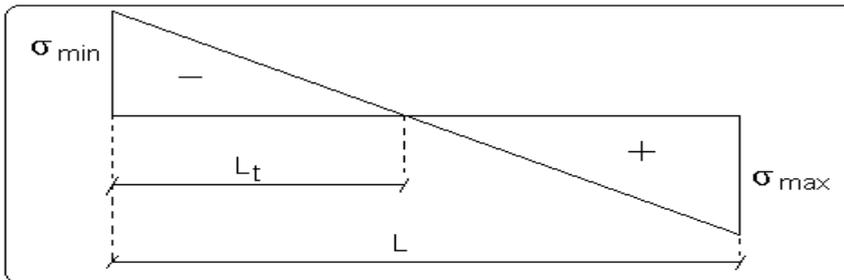
$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.93 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{2303.63 \times 10^{-3}}{1.93 \times 400} = 29.84 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 29.84 - \frac{1290.288 \times 10^{-3}}{400} = -2.41 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section minimale:

$$A_{\min} = 0.23 \times e \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.2 \times 2.1 \times \frac{2.1}{400} = 5.07 \text{ cm}^2$$

**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :**



$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma^+ = \frac{1290.288 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.15} + \frac{984.086 \times 10^{-3} \times 1.075}{0.1656} = 9.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma^- = \frac{1290.288 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.15} - \frac{984.086 \times 10^{-3} \times 1.075}{0.1656} = -3.39 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$l_t = 0.57 \text{ m}$$

**b). Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 265,731 \text{ kN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} \times k}{0.8 * f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}; K = 0 \text{ (pas reprise de bétonnage); } \alpha = 90^\circ$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 265.731 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.1} = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) = 4.34 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } s_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 1.1 \text{ cm}^2$$

**B). Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{cor}$  :**

$$M_{max} = 1054,732 \text{ (Compression)} \rightarrow N_{cor} = -460,366 \text{ KN}$$

**a). Armatures verticales :**

$$e_G = 2.29 \text{ m} > (h/2) = 1.075 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section  $\rightarrow$  section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 1054,732 + 460,366 \times (2.1 - 1.075) = 1526.60 \text{ KN.m.}$$

$$M_{UA} = 1526.60 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.093 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.123 \rightarrow z = 1.996 \text{ m} \rightarrow A_I = 19.11 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 7.61 \text{ cm}^2$$

**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :**

$$\sigma_{max} = 7,91 \text{ MPa} ; \sigma_{min} = -5,77 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0,91$$

**C). Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$  :**

$$N_{min} = -221,787 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 1034,688 \text{ KN.m. (Combinaison } 0.8G + E_x).$$

**a). Armatures verticales :**

$$e_G = 4.66 \text{ m} > (h/2) = 1.075 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section  $\rightarrow$  section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 1034,688 + 221,787 \times (2.1 - 1.075) = 1292.019 \text{ KN.m.}$$

$$M_{UA} = 1292.019 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.077 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.100 \rightarrow z = 2.015 \text{ m} \rightarrow A_I = 15.65 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 10.11 \text{ cm}^2$$

**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :**

$$\sigma_{max} = 7,23 \text{ MPa} ; \sigma_{min} = -6,20 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0,99$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile  $V_{x1, (2.15)}$

$$A_H \geq 1.1 \text{ cm}^2 \text{ soit}$$

- **Vérifications:**

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 57 = 2.28 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA}).$$

$$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 210 \times 20 \times 2.1 / 400 = 5.07 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL}).$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 20 \times (215 - 2 \times 57) = 2.02 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA}).$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 215 = 6.45 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA}).$$

Donc on ferraille avec :  $A_v^{cal} = 10.11 \text{ cm}^2$ .

On opte pour : 13HA10 =  $10.20 \text{ cm}^2$  ..... (Schéma ferrailage fig. V .5)

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile  $V_{x1}$  dans les autres niveaux :

**Tableau V.17. Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux :**

Niveau	RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20 × 2.15	0.20 × 2.15	0.20 × 2.15	0.20 × 2.15
M(KN)	1034,6881	120,8178	94,0184	108,8211
N(KN)	221,787	243,054	102,608	22,332
V (KN)	265,731	169,11	124,501	92,016
τ (MPa)	0.88	0.56	0.41	0.31
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	10.11	0	0	1.016
$A_v^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	6.45	6.45	6.45	6.45
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>10.20</b>	<b>10.20</b>	<b>10.20</b>	<b>10.20</b>
$N^{bre}$ /par face	13HA10	13HA10	13HA10	13HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.1	0.70	0.518	0.38
$A_h^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.57</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par Plan	<b>2HA10</b>	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.18.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x2}$  dans tous les niveaux :

Niveau	RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×2.10	0.20×2.10	0.20×2.10	0.20×2.10
M(KN)	972,73	151,62	109,99	101,85
N(KN)	1591,12	383,43	183,34	34,836
V (KN)	257,619	151,34	101,353	57,088
$\tau$ (MPa)	0.88	0.517	0.346	0.195
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	9,051	0	0	0,803
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6.3	6.3	6.3	6.3
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>9.42</b>	<b>9.42</b>	<b>9.42</b>	<b>9.42</b>
$N^{bre}$ /par face	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.099	0.645	0.432	0.243
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.57</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par plan	<b>2HA10</b>	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.19.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x3}$  dans tous les niveaux :

Niveau	RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×1.5	0.20×1.5	0.20×1.5	0.20×1.5
M(KN)	569,985	131,0726	146,942	100,49
N(KN)	184,882	88,111	186,72	46,76
V (KN)	188,539	135,149	107,314	71,763
$\tau$ (MPa)	0.91	0.652	0.518	0.346
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	8.03	1.16	0.21	1.15

$A_v^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.5	4.5	4.5	4.5
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>9.04</b>	<b>6.28</b>	<b>6.28</b>	<b>6.28</b>
$N^{bre}$ /par face	8HA12	8HA10	8HA10	8HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.137	0.815	0.647	0.433
$A_h^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.57</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par Plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.20.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y1}$  dans tous les niveaux.

Niveau	RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×2.05	0.2×2.05	0.2×2.05	0.2×2.05
M(KN)	1020,892	1032,798	198,515	238,42
N(KN)	334,276	360,95	678,084	212,082
V (KN)	233,824	189,019	149,395	128,619
$\tau$ (MPa)	0.818	0.067	0.523	0.450
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	9.32	9.18	0	0.35
$A_v^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	6.15	6.15	6.15	6.15
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>10.17</b>	<b>10.17</b>	<b>7.06</b>	<b>7.06</b>
$N^{bre}$ /par face	9HA12	9HA12	9HA10	9HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.022	0.083	0.653	0.562
$A_h^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.57</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.21.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y2}$  dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×1.40	0.20×1.40	0.20×1.40	0.20×1.40
M(KN)	480,768	91,46	54,95	44,118
N(KN)	217,81	345,953	186,869	53,602
V (KN)	155,688	97,163	78,364	56,239
$\tau$ (MPa)	0.807	0.504	0.406	0.292
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	6.67	0	0	0.13
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.2	4.2	4.2	4.2
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>6.78</b>	<b>6.78</b>	<b>6.78</b>	<b>6.78</b>
$N^{bre}$ /par face	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.009	0.629	0.507	0.364
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.57</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

472,8879

Tableau V.22.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y3}$  dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×1.20	0.20×1.20	0.20×1.20	0.20×1.20
M(KN)	472,8879	92,468	70,375	76,59
N(KN)	725,235	123,814	46,386	10,374
V (KN)	194,158	98,963	86,043	67,348

$\tau$ (MPa)	1.182	0.60	0.524	0.410
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	2.90	0,455	0,946	1,545
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.6	3.6	3.6	3.6
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>5.49</b>	<b>5.49</b>	<b>5.49</b>	<b>5.49</b>
$N^{bre}$ /par face	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.477	0.75	0.654	0.512
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.57</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

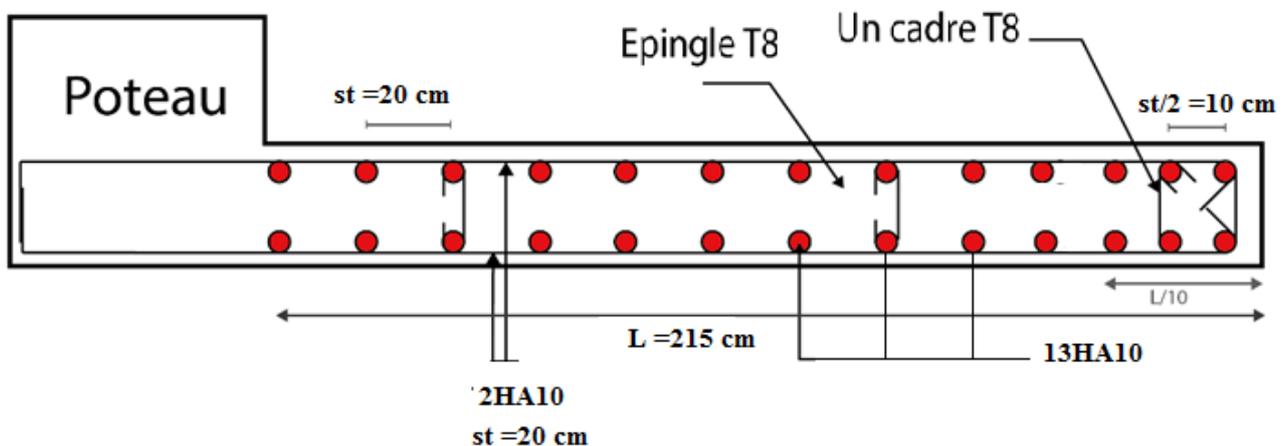


Fig. V.3. Schéma de ferrailage du voile (V<sub>v1</sub>)

#### V.4. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant vis-à-vis la résistance et la transmission des sollicitations donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés ; d'ailleurs nous avons constaté que la section minimale d'armature exigé par le RPA99/2003 sont importante car il favorise la sécurité avant l'économie.

### VI.1. Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

### VI.2. Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 1.30 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible  $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$ .

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

$$\checkmark \quad G + Q \pm E$$

$$\checkmark \quad 0.8G \pm E$$

**RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)**

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}, \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

### VI.2.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ( $a \times a$ ) d'où les semelles sont carrées ( $A \times A$ ).

La vérification à faire :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

$N_{sup}$  : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELU ; obtenu par le SAP2000 V15.

$$N_{sup} = -2379,419 \text{ KN}$$

$S$  : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

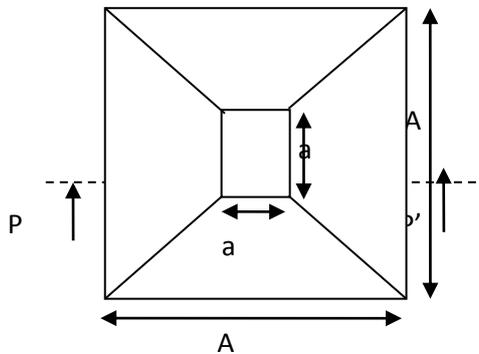


Figure VI.1 : Vue en plan de la semelle.

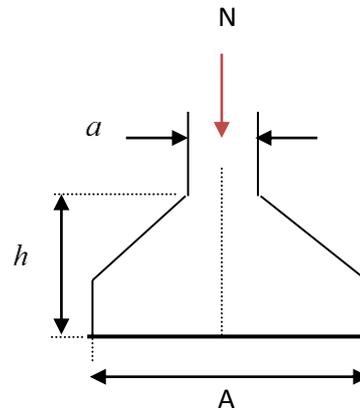


Figure VI.2 : Coupe P-P'.

$$A \geq \sqrt{\frac{a \cdot N}{a \cdot \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.6 \cdot 2379.419}{0.6 \cdot 130}} = 4.27 \text{ m}$$

En tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions on remarque que l'utilisation des semelles isolées est impossible à cause de chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

### VI.2.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 6 poteaux.

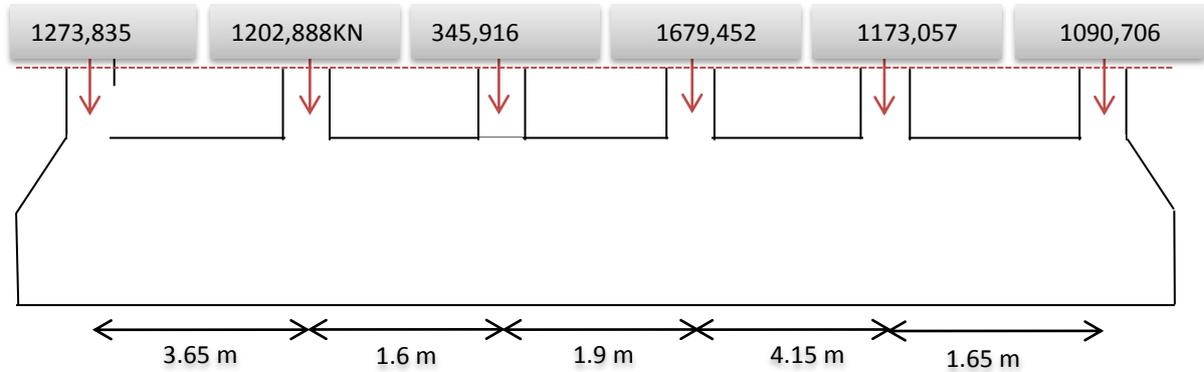


Figure VI .3 : Semelle filante

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 1273,835 \text{ KN}$ ,  $N_2 = 1202,888 \text{ KN}$ ,  $N_3 = 345,916 \text{ KN}$ ,  $N_4 = 1679,452 \text{ KN}$

$N_5 = 1173,057 \text{ KN}$ .  $N_6 = 1090,706 \text{ KN}$

$$N = \sum N_i = 6765.854 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{6765.854}{130 * 13.55} = 3.84 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Donc on doit passer à un radier général.

### VI.2.3. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

**VI.2.3.1. Pré dimensionnement :**

**A. La condition de coffrage :**

✓ **Nervure:**  $h_t \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{580}{10} = 58cm \Rightarrow h_t = 60 \text{ cm} \dots\dots(a)$

✓ **Dalle:**  $h_r \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{580}{20} = 29cm \Rightarrow h_r = 35cm.$

- $L_{max} = 5.8 \text{ m}$ : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.
- $h_t$  : hauteur de la nervure.
- $h_r$  : hauteur du radier.

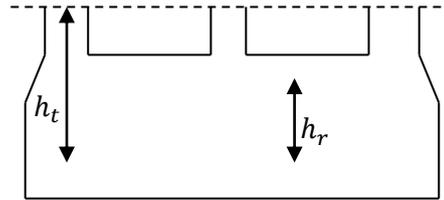


Figure VI.4:Dimensions du radier.

**B. La condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

- $L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- $E$  : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .
- $I$  : Inertie de la section du radier.
- $K$  : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$
- $b$  : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a :  $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.88 \text{ m} \dots\dots\dots(b)$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- La hauteur de la nervure  $h_t = 90 \text{ cm}$  .
- La hauteur du radier  $h_r = 35 \text{ cm}$ .

**C. Calcul du Poids :**

- $N_{ser}$  : l'effort de service de la superstructure.  $N_{ser} = 29350,448 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 225.77m^2$$

La surface du bâtiment  $S_{bat} = 264 \text{ m}^2$

Donc on prend  $S_{radier} = 264 \text{ m}^2$

$S_{radier} = S_{bat} \rightarrow$  On n'a pas besoin de débord

**VI.3. Les Vérifications nécessaires :**

**✚ Vérification au poinçonnement :**

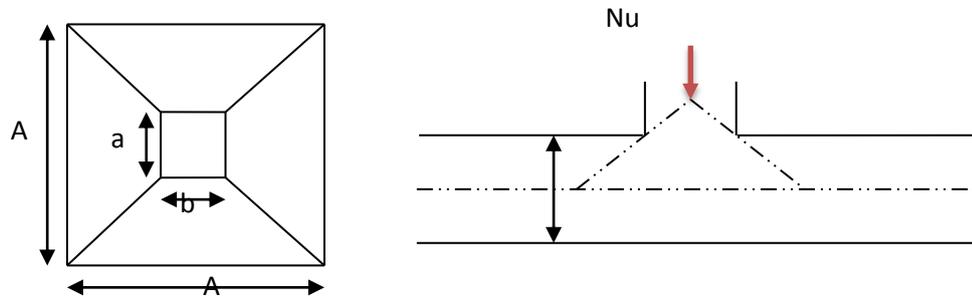


Figure VI.5: Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que :  $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

**BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

- $N_u$  : L'effort normal sur le poteau.
- $U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } a=b \Rightarrow A=B=0.6+0.90= 1.5 \text{ m}$$

On trouve  $U_c = 6 \text{ m}$

$$N_u = 2379.419 < 0.045 \times 6 \times 0.9 \times \frac{25}{1.15} = 5282.6 \text{ KN} \quad (\text{La condition est vérifiée}).$$

$\Rightarrow$  Pas risque au poinçonnement.

**VI.3.1. Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{.....CBA 93 (A.5.1.2.1.1).}$$

On considère une bande de  $b = 1 \text{ m}$ , de longueur  $d = 0.9 * h_t = 0.81 \text{ m}$ .

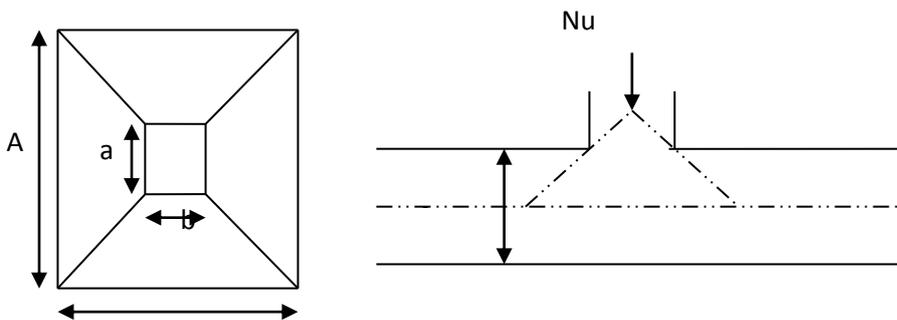


Fig. VI.6: Zone de contact poteau-radier

$$V_U = \frac{N_U * L_{\max}}{2 * S} = \frac{40248.179 * 5.8}{2 * 264} = 442.12 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{509.31 * 10^{-3}}{1 * 0.76} = 0.581 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas risque de rupture par cisaillement.

### VI.3.2. Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

Il faut vérifier que :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$  Avec  $\sigma_{(\text{max},\text{min})} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$

N: L'effort normal dû aux charges verticales.

$M_y, M_x$ : Moments sismiques à la base tiré du logiciel sap2000, avec la combinaison G+Q+E.

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 11.217 \text{ m} ; I_{xx} = 6875.333 \text{ m}^4 \\ Y_G = 6.397 \text{ m} ; I_{yy} = 2793.6 \text{ m}^4 \\ S = 211.36 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$N = 40248.179 + 25 * 0.35 * 264 = 42558.18 \text{ KN}$$

- **Dans le sens x-x** :  $N = 42558.18 \text{ KN}$  ;  $M_y = 12230.31 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} * Y_G = \frac{42558.18 * 10^{-3}}{264} + \frac{12230.31 * 10^{-3} * 6.397}{2793.6} = 0.167 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} * Y_G = 0.154 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.163 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5 \text{ MPa}$$

⇒ La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

- **Dans le sens y-y** :  $N = 42558.18 \text{ kN}$  ;  $M_x = 8184.69 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} * X_G = \frac{42558.18 * 10^{-3}}{264} + \frac{8184.69 * 10^{-3} * 11.21}{6875.33} = 0.172 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} * X_G = 0.145 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = < \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.165 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5 \text{ MPa}$$

⇒ la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

### VI.3.3. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement:

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

- Dans le sens x-x :

$$e = \frac{8184.69}{42558.18} = 0.19m < \frac{19.4}{4} = 4.85m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Dans le sens y-y :

$$e = \frac{12230.31}{42558.18} = 0.287m < \frac{12.95}{4} = 3.237m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas risque au renversement dans les deux sens.

### VI.3.4. Vérification de la poussé hydrostatique :

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$$

Avec :

$$N = 42558.18KN$$

$$H = 2m, \text{ (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).}$$

$$F_s = 1.5 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$S_{rad} = 264m^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$\gamma_w = 10KN/m^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$\text{On trouve : } N = 42558.18 KN \geq 1.5 * 2 * 264 * 10 = 7920 KN.$$

La condition est vérifiée.

⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau.

### VI.4. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ KN/m}^2.$$

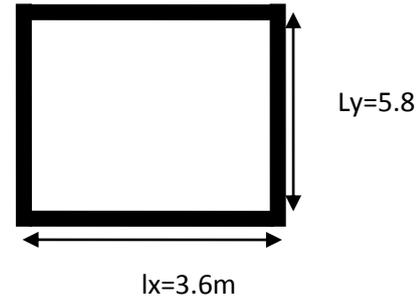


Fig. .VI.7 : Dalle sur quatre appuis

#### VI.4.1. Calcul des sollicitations :

$$- q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{42558.18}{264} + 1.35 * 8.75 = 173.02 \text{ KN/m}^2$$

$$- q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{42558.18}{264} + 8.75 = 169.95 \text{ KN/m}^2$$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,62 > 0,4 \Rightarrow$  Alors, la dalle travaille dans les deux sens

- L'ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y? \quad \begin{cases} \rho = 0.62 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0794. \\ \mu_y = 0.3205 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0794 * 173.02 * 3.6^2 = 178.04 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 57.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{➤ En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 151.81 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 48.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{➤ En appui : } M_a^x = M_a^y = 0.4 M_0^x = -71.2 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section :  $b \times h_r = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$ .

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.**

	M (KN.m)	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)	
En travée	Sens x-x	151.81	14.96	5HA20=15.7	20
	Sens y-y	48.5	4.85	5HA12=5.65	20
En appuis		-71.2	6.78	7HA12=7.92	15

**Nota :** On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

• **Vérification de condition de non fragilité**

✓ En travée :

$$\left. \begin{matrix} e \geq 12\text{cm} \\ \rho = 0,62 \end{matrix} \right\} \text{Acier HA FeE400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

▪ Sens xx:  $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * h_r = 3.33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$A_t^x = 15.7 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 3.33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Vérifiée

▪ Sens yy:  $A_{min} = \rho_0 * b * h_r = 2.8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$A_t^y = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 2.8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Vérifiée

✓ En appuis :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Rightarrow A_a = 7.92 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 3.86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Vérifiée

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{matrix} V_u^x = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 271.19 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 64.85 \text{ KN} \end{matrix} \right\} \Rightarrow V_{max} = 271.19 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{271.19 * 10^{-3}}{1 * 0.315} \Rightarrow \tau_u = 0.874 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

✓ L'ELS :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y ? \quad \begin{cases} \rho = 0.62 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0844 \\ \mu_y = 0.4892 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0844 * 169.95 * 3.6^2 = 185.89 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 90.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée :  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 158.01 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 77.3 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui :  $M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -74.36 \text{ KN.m}$

• Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓  $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  (contrainte admissible du béton).

✓  $\bar{\sigma}_s$ : (contrainte admissible de l'acier)

✓ F.N:  $\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} fe, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$ , avec  $\eta = 1,6$  acier HA

✓  $M_{ser}$  : moment max à l'ELS.

✓  $y$  : position de l'axe neutre.

✓  $I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

**Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.**

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	y (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	Observation	$\sigma_s$ (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 158.01$	15.7	9.95	137186,4	11.4	Vérifiée	363.57	Non vérifiée
y-y	$M_t^y = 77.3$	5.65	6.45	60023,57	8.31		474.22	
Appuis	$M_a = -74.36$	7.92	7.48	79669,30	6.98		329.34	

↳ **Remarque :** On remarque que la condition  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier  $A_s$ .

**Tableau .VI.3 : Recalcul des sections d'armatures à l'EL**

Sens	Moments (KN.m)	$\beta$	$\alpha$	$A_{calc}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{choisie}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
x-x	$M_t^x = 158.01$	$8.1542 * 10^{-3}$	0.408	29.25	6HA25=29.25	15
y-y	$M_t^y = 77.3$	$3.9891 * 10^{-3}$	0.303	13.75	7HA16=14.07	15
appui	$M_a = -74.36$	$3.8374 * 10^{-3}$	0.299	13.21	7HA16=14.07	15

**Tableau VI.4 : Revérifications des contraintes de radier.**

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	y (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	Observation	$\sigma_s$ (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 158.01$	29.25	12.68	215211.68	9.30	Vérifiée	201.5	Vérifiée
y-y	$M_t^y = 77.3$	14.07	9.52	126136.4	3.93		197.4	
Appuis	$M_a = -74.36$	14.07	9.52	126136.4	3.83		189.9	

↳ Toutes les contraintes sont vérifiées.

- **Espacement des armatures :**

$$\sqrt{\text{Sens x-x: } S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}}$$

$$\sqrt{\text{Sens y-y: } S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}}$$

**VI.4.2. Schéma de ferrailage de radier :**

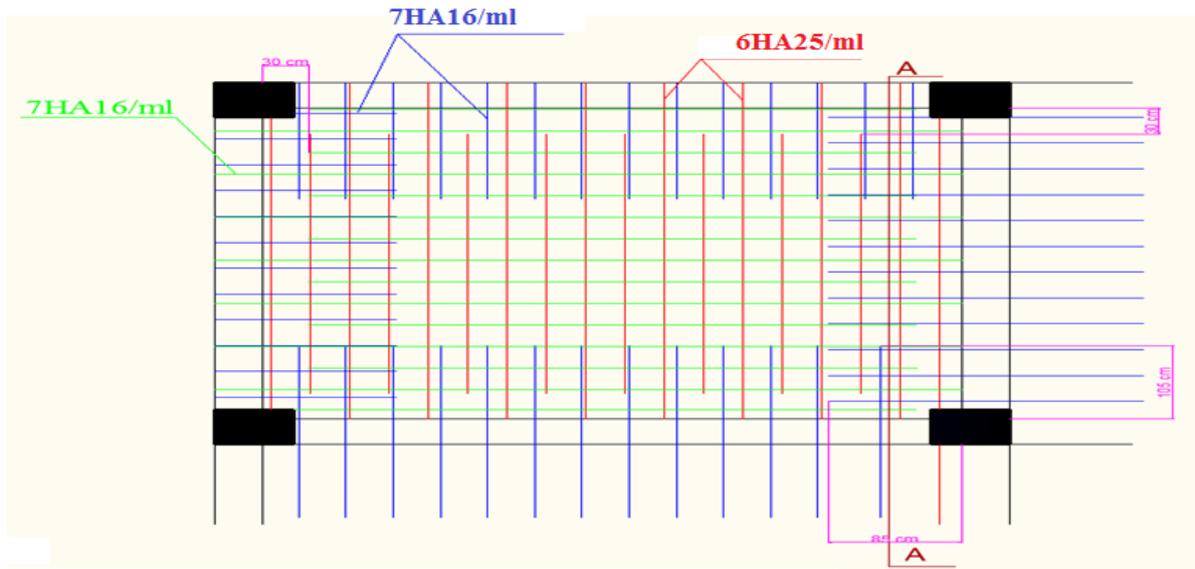


Figure VI.7 : Ferrailage d'un panneau du radier.

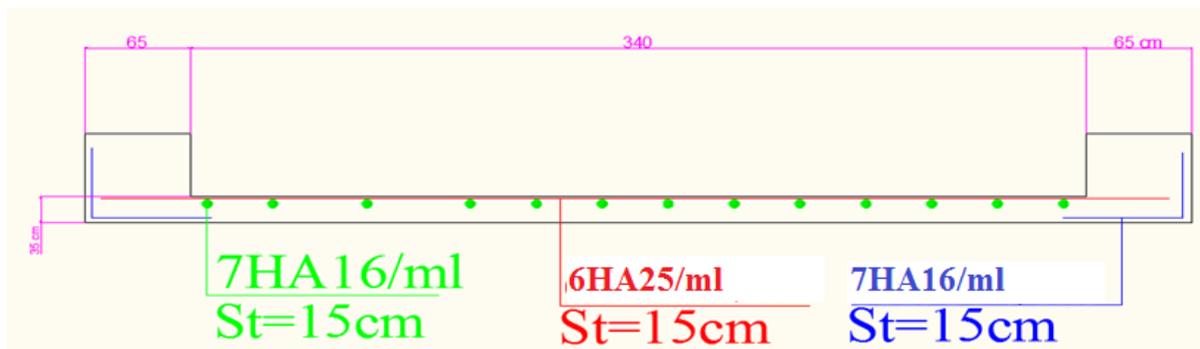


Figure VI.8 : Coupe A-A (radier)

**VI.5. Etude des nervures :**

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

**VI.5.1. Dimensionnement de la nervure :**

$$h_t = 0.9\text{m}, h_r = 0.35\text{m}, b_0 = 0.65\text{m}, d = 0.85\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.8}{10}; \frac{3.6}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(58; 180)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 55\text{cm}$$

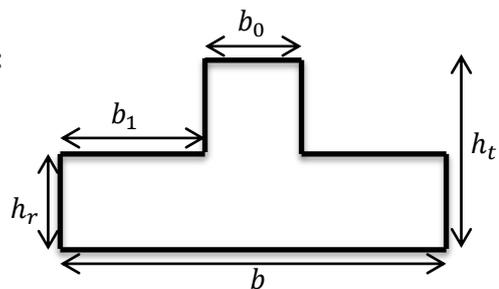


Figure VI.9 : Section de la nervure à ferrailer

Donc  $b = b_1 \times 2 + b_0 = 175 \text{ cm}$

Le rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les

charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- $P_m$  : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.
- $P_v$  : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p><u>Remarque</u> : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux cotés</p>

Avec :

$$\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}, \quad \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

### VI.5.2. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

#### • Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :  $M_a = -0.15 \times M_0$ , avec :  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

#### • Moments en travée :

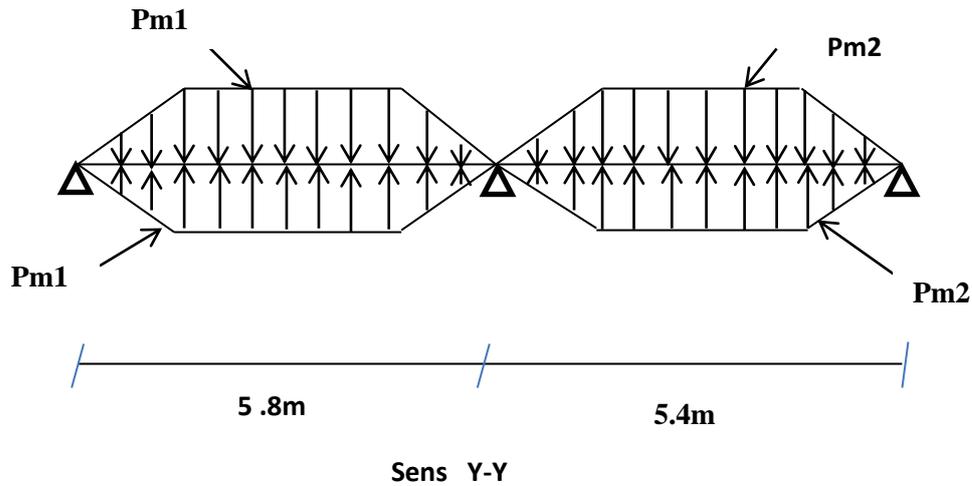
$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left( 1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \left( \frac{x}{l} \right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

**Sens Y-Y :**

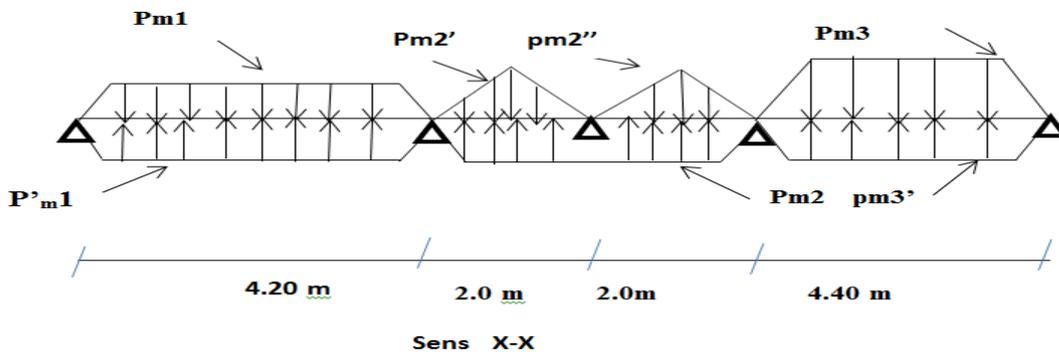


On a :  $q_u = 173.02 \text{ KN/m}^2$

**Tableau VI.5 : Sollicitations maximales (sens Y-Y)**

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	1336,92	-1909,218
Effort tranchant (KN)	1683,95	

**Sens X-X :**



On a :  $q_u = 173.02 \text{ KN/m}^2$

**Tableau VI.6 : Sollicitations maximales (sens X-X)**

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	932,169	-971,169
Effort tranchant (KN)	1029,169	

### VI.5.3. Ferrailage :

**Tableau VI.7 : Tableau De ferrailage des nervures**

Localisation		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix (cm <sup>2</sup> / ml)
Sens X-X	Travée	932,169	28,168	17.96	6T16+6T20 = 30,9
	Appui	-971,169	29,381	17.96	6T16+6T20 = 30,9
Sens Y-Y	Travée	1336,92	40,905	17.96	6T16 + 6T25 = 41.5
	Appui	-1909,21	58,876	17.96	12T25 = 58.9

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes :**

On a :  $q_s = 169.95 \text{ KN/m}^2$ .

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

**Tableau VI.8 : Vérification des contraintes dans les nervures**

Localisation		Moment (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	915,63	8,30	124,55	Vérifiée
	Appui	-953,94	8,65	129,76	Vérifiée
Sens Y-Y	Travée	903,98	7,49	112,48	Vérifiée
	Appui	-1875,34	14,16	200.43	Vérifiée

- **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_1^{\max} \right] = 25 \text{ mm, Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

- **Espacements des aciers transversaux :**

Pour les armatures transversales, on a :

$$A_t = 3\text{Cadres } \phi_{10} = 6 \phi_{10} = 4.74 \text{ cm}^2.$$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 73 \text{ cm} \quad S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \quad S_{t3} \leq 30.1 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

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

• Schémas de ferrailages :

Tableau VI.9 : Schémas de ferrailages des nervures	
Sens Y-Y	
Travée	Appui
<p>12T25</p> <p>3 Cadres <math>\phi_{10}</math></p> <p>6T25</p>	<p>6T25</p> <p>3 Cadres <math>\phi_{10}</math></p> <p>6T16+6T2</p>
Sens X-X	
Travée	Appui
<p>6T20</p> <p>3 Cadres <math>\phi_{10}</math></p> <p>6T16</p> <p>6T20</p>	<p>6T20</p> <p>3 Cadres <math>\phi_{10}</math></p> <p>6T16</p> <p>6T20</p>

**VI.7.Conclusion :**

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vu la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles isolées, le radier général est le type de fondation le plus adéquat.

## *Conclusion générale*

Notre travail consiste en l'étude d'un bâtiment (R+8), contreventé par un système mixte (voile - portique) conformément aux règles parasismiques algériennes en vigueur.

Ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances, non seulement dans les calculs théoriques, mais aussi qu'en outils informatiques notamment avec l'utilisation des logiciels (SAP 2000, SOCOTEC, Excel,...) qui nous donnaient de bons résultats sans passer par trop de calculs. Ainsi, ce travail nous a permis de faire un certain nombre de conclusions :

- ❖ La modélisation doit, autant que possible, englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux. Ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ❖ Notre structure est implantée dans une zone de moyenne sismicité. Ceci nous amené à l'étudier au séisme. Etant une structure mixte, sa modélisation par le logiciel SAP 2000 nous a permis de trouver une bonne disposition des voiles de contreventement. Cette disposition vérifie les conditions édictées par le RPA 99/2003 (période de vibration, interaction voile-portique, effet  $(P-\Delta)$  et le taux de participation massique). Or, les contraintes architecturales font que le choix de disposition de ces voiles soit réduit.
- ❖ Afin d'éviter la formation des rotules plastiques dans les poteaux, le RPA préconise de vérifier les moments résistants au niveau des zones nodales. Cette recommandation s'est avérée satisfaite pour notre cas.
- ❖ Vu les charges importantes transmises par chaque poteau aux fondations, avec une surface du bâtiment relativement faible, l'utilisation du radier s'est avéré préjudiciable.

L'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique, mais surtout, sur sa concordance avec le côté pratique, d'où, la nécessité d'une bonne critique des résultats pour avoir une conception justifiée en tenant compte de la sécurité, l'économie et le confort.

Enfin, nous espérons que ce projet soit utile pour les futures promotions.

## ***Bibliographie***

- ❖ ***Document Technique Réglementaire DTR BC 2.48 « Règles Parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003 ».***
- ❖ ***Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).***
- ❖ ***Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (Code de Béton Armé (CBA 93).***
- ❖ ***DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».***
- ❖ ***Cours de Béton Armé : 3<sup>ème</sup> année et Master 1.***
- ❖ ***Anciens mémoires de fin d'étude.***
- ❖ ***Logiciels utilisés :***
  - ***SAP 2000 version 15.***
  - ***Socotec .***

# Table des tableaux

---

<b>Tableau I.1.</b> <i>fe en fonction du type d'acier</i> .....	11
<b>Tableau I.2.</b> <i>Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser</i> .....	12
<b>Tableau II.1</b> <i>Evaluation des charges de l'acrotère</i> .....	17
<b>Tableau II.2</b> <i>évaluation des charges de l'ascenseur</i> .....	23
<b>Tableau II.3</b> <i>évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible</i> .....	25
<b>Tableau II.4</b> <i>Évaluation des charges et surcharge de la terrasse accessible</i> .....	25
<b>Tableau II.5</b> <i>Évaluation des charges et surcharge de plancher étage courant</i> .....	25
<b>Tableau II.6</b> <i>Évaluation des charges et surcharge de la dalle pleine</i> .....	26
<b>Tableau II.7</b> <i>Évaluation des charges et surcharge du palier</i> .....	26
<b>Tableau II.8</b> <i>Évaluation des charges et surcharge de la volée</i> .....	26
<b>Tableau II.9</b> <i>Récapitulatif des charges sur les volées</i> .....	27
<b>Tableau II.10</b> <i>Évaluation des charges et surcharge des murs extérieurs</i> .....	27
<b>Tableau II.11</b> <i>sections préalables des poteaux</i> .....	29
<b>Tableau II.12</b> <i>poids propre des poteaux</i> .....	30
<b>Tableau II.13</b> <i>poids des éléments</i> .....	30
<b>Tableau II.14</b> <i>Descente de charges pour le poteau P1</i> .....	31
<b>Tableau II.15</b> <i>Calcul du poids des éléments</i> .....	34
<b>Tableau II.16</b> <i>Descente de charges pour le poteau P2</i> .....	34
<b>Tableau II.17</b> <i>Efforts normaux dans les deux poteaux</i> .....	35
<b>Tableau II.18</b> <i>Vérification des poteaux la compression simple</i> .....	36
<b>Tableau II.19</b> <i>Vérification des poteaux au flambement</i> .....	37
<b>Tableau II.20</b> <i>Caractéristiques des éléments structuraux</i> .....	35
<b>Tableau III. 1</b> <i>Différents types de poutrelles</i> .....	41
<b>Tableau III. 2</b> <i>Chargement des poutrelles</i> .....	42
<b>Tableau III. 3</b> : <i>Sollicitations des poutrelles du plancher RDC</i> .....	50
<b>Tableau III. 4</b> <i>Sollicitations des poutrelles du plancher d'étage accessible</i> .....	52
<b>Tableau III. 5</b> <i>Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible</i> .....	53
<b>Tableau III.6</b> <i>Evaluation de la flèche dans le plancher de l'étage courant</i> .....	64
<b>Tableau III.7</b> <i>Evaluation de la flèche dans le plancher de la terrasse accessible</i> .....	64
<b>Tableau III.8:</b> <i>Evaluation de la flèche dans le plancher de de la terrasse inaccessible</i> .....	65
<b>Tableau III.9</b> <i>Tableau du ferrailage des poutrelles</i> .....	65
<b>Tableau III.10:</b> <i>Ferrailage de différents types de poutrelles</i> .....	67
<b>Tableau III.11</b> <i>Résultats de ferrailage du 1er type de dalle</i> .....	70
<b>Tableau III.12</b> <i>résultats de ferrailages du 1er type de dalle en travée</i> .....	73

<b>Tableau III.13</b> résultats de ferrailages du 1er type de dalle aux appuis .....	73
<b>Tableau III.14</b> vérification de contrainte dans le béton .....	75
<b>Tableau III.15</b> Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie .....	81
<b>Tableau III.16</b> Tableau de ferrailage des parties 2et 3 de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis .....	86
<b>Tableau III.17</b> Les résultats de calcul par la méthode de la RDM .....	87
<b>Tableau III.18</b> Evaluation de la flèche dans les parties 2 et 3 de l'escalier .....	88
<b>Tableau III.19</b> Calcul d'armature .....	89
<b>Tableau III.20.</b> Charge permanente revenant à l'acrotère .....	93
<b>Tableau III.21.</b> Combinaisons d'action de l'acrotère .....	94
<b>Tableau III.22.</b> Armatures longitudinales .....	100
<b>Tableau III.23</b> Evaluation de la flèche .....	103
<b>Tableau IV.1</b> Valeurs des pénalités $Pq$ .....	105
<b>Tableau IV.2</b> Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses .....	109
<b>Tableau IV.3</b> Vérification sous charges verticales .....	111
<b>Tableau IV.4</b> Vérification sous charges horizontales .....	111
<b>Tableau IV.5</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	112
<b>Tableau IV.6</b> Vérification de la résultante des forces sismiques .....	113
<b>Tableau IV.7</b> Vérification des déplacements.....	113
<b>Tableau IV.8</b> Vérification de l'effet $P-\Delta$ .....	114
<b>Tableau V.1</b> Ferrailage des poutres principales et secondaires .....	118
<b>Tableau V.2</b> Vérification des contraintes tangentielles .....	120
<b>Tableau V.3</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement .....	120
<b>Tableau V.4.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton .....	121
<b>Tableau V.5</b> Vérification de la flèche pour les poutres .....	121
<b>Tableau V.6</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux .....	125
<b>Tableau V.7</b> Sollicitations dans les poteaux .....	126
<b>Tableau V.8</b> Ferrailage des poteaux .....	128
<b>Tableau V.9</b> Calcul des armatures transversales .....	129
<b>Tableau V.10</b> Vérification du flambement pour les poteaux .....	130
<b>Tableau V.11</b> Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux .....	131
<b>Tableau V.12</b> Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux .....	132
<b>Tableau V.13</b> Les moments résistants dans les poteaux .....	133
<b>Tableau V.14</b> Vérification de la zone nodale .....	134
<b>Tableau V.15</b> Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau .....	134
<b>Tableau V.16</b> Sollicitations max de calcul dans le voile $Vx1$ // à $x-x'$ . $Lx=2.15$ m.....	137
<b>Tableau V.17</b> Sollicitations de calcul dans le voile $Vx1$ dans tous les niveaux.....	141
<b>Tableau V.18</b> Sollicitations de calcul dans le voile $Vx2$ dans tous les niveaux .....	142
<b>Tableau V.19</b> Sollicitations de calcul dans le voile $Vx3$ dans tous les niveaux .....	142
<b>Tableau V.20</b> .. Sollicitations de calcul dans le voile $Vy1$ dans tous les niveaux.....	143

<b>Tableau V.21.</b> <i>Sollicitations de calcul dans le voile Vy2 dans tous les niveaux.....</i>	144
<b>Tableau V.22</b> <i>Sollicitations de calcul dans le voile Vy3 dans tous les niveaux .....</i>	144
<b>Tableau VI.1</b> <i>Résumé des résultats du ferrailage du radier .....</i>	154
<b>Tableau VI.2</b> <i>Vérification des contraintes de radier .....</i>	156
<b>Tableau VI.3</b> <i>Recalcule des sections d'armatures à l'EL.....</i>	156
<b>Tableau VI.4</b> <i>Vérifications des contraintes de radier .....</i>	156
<b>Tableau VI.5</b> <i>Sollicitations maximales (sens Y-Y).....</i>	159
<b>Tableau VI.6</b> <i>Sollicitations maximales (sens X-X) .....</i>	159
<b>Tableau VI.7</b> <i>Tableau De ferrailage des nervures .....</i>	160
<b>Tableau VI.8.</b> <i>Vérification des contraintes dans les nervures.....</i>	160
<b>Tableau VI.9.</b> <i>Schémas de ferrailages des nervures.....</i>	161

# Table des figures

---

<b>Figure I.1:</b> Evaluation de la résistance en fonction de l'âge du béton.....	7
<b>Figure I.2 :</b> Diagramme des contraintes du béton.....	8
<b>Figure I.3 :</b> Diagramme des contraintes limite du béton.....	9
<b>Figure I.4 :</b> Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	11
<b>Figure II.1 .</b> Disposition des poutres.....	13
<b>Figure II.2 .</b> Schéma d'une poutrelle .....	13
<b>Figure II.3 .</b> Plancher à corps creux .....	14
<b>Figure II.4 .</b> dalle sur trois appuis .....	15
<b>Figure II.5 .</b> dalle sur deux appuis .....	16
<b>Figure II.6 .</b> dalle sur quatre appuis .....	16
<b>Figure II.7 .</b> l'acrotère inaccessible et accessible .....	17
<b>Figure II.8 .</b> Détail d'un escalier .....	17
<b>Figure II.9 .</b> Escalier a deux volées .....	18
<b>Figure II.10 .</b> Escalier a trois volées.....	18
<b>Figure II.11 .</b> Schéma de l'escalier deux volées .....	19
<b>Figure II.12 .</b> Schéma de l'escalier rdc .....	20
<b>Figure II.13 .</b> Schéma statique de la 2 et la 3ème volée .....	20
<b>Figure II.14</b> Schéma statique de la 1ere volée .....	21
<b>Figure II.15</b> Schéma statique de l'ascenseur .....	22
<b>Figure II.16</b> Coupe vertical d'un voile .....	24
<b>Figure II.17 .</b> repérage des poteaux p1etp2.....	28
<b>Figure II.18</b> surface afférente p1 (étages courants et T. accessible).....	29
<b>Figure II.19</b> Schéma statique de la décente de charge.....	31
<b>Figure II.20 .</b> surface afférente de p2 (étages courants et T. accessible).....	34
<b>Figure II.21 .</b> Section brute (Br.).....	36
<b>Figure III.1 .</b> Schéma d'une Poutre .....	39
<b>Figure III.2 .</b> moment sur une poutre de deux travées .....	40
<b>Figure III.3 .</b> moment sur poutre plus de deux travées.....	40
<b>Figure III.4 .</b> Effort tranchant sur une poutre à deux travées).....	40
<b>Figure III.5 .</b> Effort tranchant d'une poutre à plus deux travées.....	40
<b>Figure III.6</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	66
<b>Figure III.7</b> dalle sur deux appuis .....	69
<b>Figure III.8</b> schéma statique de la dalle (type1).....	69
<b>Figure III.9</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 1.....	71
<b>Figure III.10</b> Dalle sur trois appuis .....	72
<b>Figure III.11</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis .....	76
<b>Figure III.12</b> Schéma statique et concept d'ascenseur .....	77
<b>Figure III.13</b> Cage d'ascenseur .....	78

<b>Figure III.14</b> Schéma représentant la surface d'impact .....	78
<b>Figure III.15.</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie).....	84
<b>Figure III.16.</b> Schéma statique de la 2eme et 3eme volée .....	85
<b>Figure III.17.</b> Schéma de ferrailage de la partie 2et 3 de l'escalier .....	88
<b>Figure III.18.</b> Schéma statique de la poutre palière .....	88
<b>Figure III.19.</b> Section creuse équivalente .....	90
<b>Figure III.20.</b> Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	91
<b>Figure III.21.</b> Coupe transversale de l'acrotère .....	92
<b>Figure III.22.</b> Section à ferrailer .....	96
<b>Figure III.23</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).....	98
<b>Figure III.24</b> Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage .....	101
<b>Figure IV.1</b> Disposition des voiles .....	109
<b>Figure IV.2</b> 1er mode (translation suivant Y).....	110
<b>Figure IV.3</b> 2ème mode (translation suivant X).....	110
<b>Figure IV.4</b> 3ème mode (torsion autour de Z).....	110
<b>Figure V.1</b> Disposition constructives des portiques .....	116
<b>Figure V.2</b> Schéma de ferrailage du voile (Vx1)) .....	145
<b>Figure IV.1</b> Vue en plan de la semelle) .....	147
<b>Figure IV.2</b> Coupe P-P'.....	147
<b>Figure IV.3</b> Semelle filante.....	148
<b>Figure IV.4</b> Dimensions du radier.....	149
<b>Figure IV.5</b> Présentation de zone d'impact de la charge compactée.....	150
<b>Figure IV.6</b> Zone de contact poteau-radier .....	150
<b>Figure IV.7</b> Dalle sur quatre appuis .....	153
<b>Figure IV.7</b> Schéma de ferrailage du panneau radier .....	157
<b>Figure IV.8</b> Coupe A-A (radier). .....	157
<b>Figure IV.9</b> Section de la nervure à ferrailer .....	157

# **Annexes**

## Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

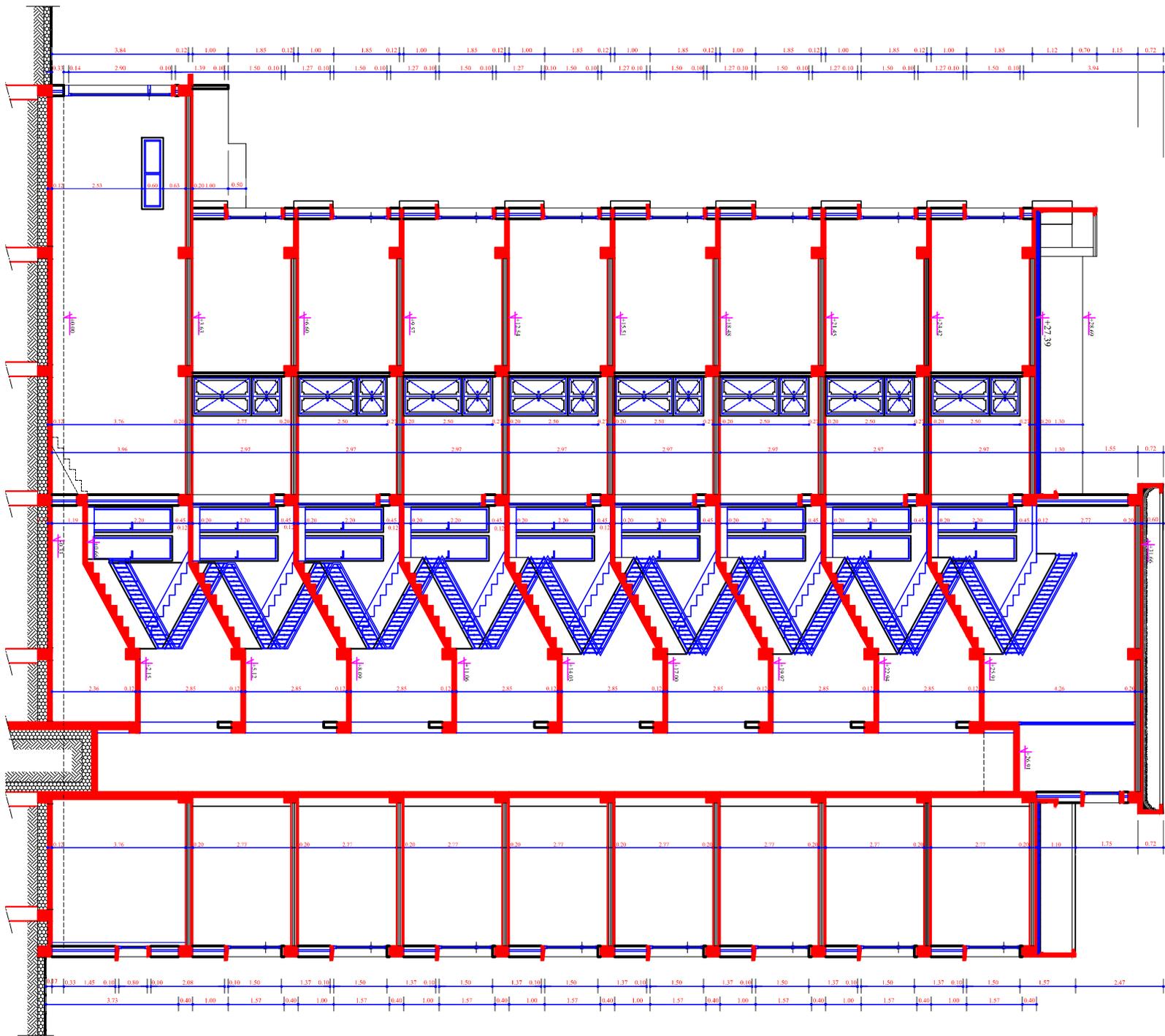
## Annexe 2

*Sections en (cm<sup>2</sup>) de N armatures de diamètre  $\phi$  en (mm)*

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33







COUPE - AA  
Ech. 1/150